

**DESENVOLVIMENTO DE UM EQUIPAMENTO TRIAXIAL  
DE GRANDE PORTE PARA AVALIAÇÃO DE AGREGADOS  
UTILIZADOS COMO CAMADA DE PAVIMENTOS**

**RODRIGO MALYSZ**

**Porto Alegre**

**junho de 2009**

**RODRIGO MALYSZ**

**DESENVOLVIMENTO DE UM EQUIPAMENTO TRIAXIAL  
DE GRANDE PORTE PARA AVALIAÇÃO DE AGREGADOS  
UTILIZADOS COMO CAMADA DE PAVIMENTOS**

Tese de doutorado apresentada ao Programa de Pós-Graduação em  
Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul,  
como parte dos requisitos para a obtenção do título de  
**DOUTOR EM ENGENHARIA**

Porto Alegre  
junho de 2009

**DESENVOLVIMENTO DE UM EQUIPAMENTO TRIAXIAL  
DE GRANDE PORTE PARA AVALIAÇÃO DE AGREGADOS  
UTILIZADOS COMO CAMADA DE PAVIMENTOS**

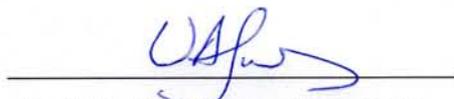
Esta Tese de Doutorado foi julgada adequada como parte dos requisitos para a obtenção do título de DOUTOR EM ENGENHARIA e aprovada pelos professores orientadores e pelo

Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da  
Universidade Federal do Rio Grande do Sul



Prof. Dr. Adriano Virgílio Damiani Bica

ORIENTADOR



Prof. Dr. Washington Peres Núñez

ORIENTADOR



Prof. Dr. Luiz Carlos Pinto da Silva Filho

Coordenador do PPGEC/UFRGS

**BANCA EXAMINADORA**

Prof.<sup>ª</sup> Laura Maria Goretti da Motta

D.Sc. pela COPPE/UFRJ

Prof. Luciano Pivoto Specht

D.Sc. pelo PPGEC/UFRGS

Prof. Jorge Augusto Pereira Ceratti

D.Sc. pela COPPE/UFRJ

Dedico esta tese à minha esposa,  
meus pais e meu irmão

## AGRADECIMENTOS

Agradeço ao meu orientador Prof. Adriano Virgílio Damiani Bica, pela dedicação incondicional à concepção do equipamento desenvolvido. Trabalhou intensamente em todas as fases da pesquisa e sem tanta dedicação esta realização não teria sido possível. Obrigado Prof. Bica, por todo o esforço dedicado à minha formação.

Agradeço ao meu orientador Prof. Washington Peres Núñez por tanto contribuir com os meus conhecimentos em pavimentação, orientando-me desde a iniciação científica. Estes foram somente os primeiros 10 anos de convivência e trabalho conjunto. Obrigado Prof. Washington, pela amizade e por todo o esforço a mim dedicado.

Os meus colegas na pós-graduação e grandes amigos: Alexandre Knop, Carolina Feuerharmel, Cristiane Schmitz, Danielle Clerman, Diana Azambuja, Eli da Costa, Klaus Theisen, Leandro Scheffer, Luciana Rohde, Marcelo Rigo, Raimundo Ferreira, Rodrigo Caberlon, Rodrigo Lovato, Rodrigo Silveira e Uziel Quinino.

Aos que trabalharam como bolsistas de iniciação científica durante a tese, muitos dos quais já são engenheiros e colegas na pós-graduação. São eles: Ângelo Prediger, Autran Freimuller, Cleber Floriano, Daniel Martell, Diego Treichel, Estevão Barbieri, João Bonzanini, Mário Flores, Rodrigo Carreira e Thiago Facchim. Obrigado pela ajuda.

Ao Jair por estar sempre pronto a auxiliar na execução dos ensaios, passando conhecimentos fundamentais ao andamento da pesquisa.

Ao Gabriel da DELMAQ pela atenção e pelas sugestões na usinagem das peças.

A todos os professores do PPGEC por me ensinarem os fundamentos da geotecnia.

Agradeço os Profs. Jorge A. Ceratti, Luiz A. Bressani e Juan Ortiz por todas as discussões e orientações na montagem do equipamento, execução e interpretação dos ensaios.

À CNPq, CAPES e FINEP pelo auxílio financeiro.

Agradeço a toda a minha família e os meus amigos de Erechim que torceram pelo sucesso do trabalho.

Agradeço aos meus queridos pais João Carlos e Eni pelo carinho, preocupação e dedicação e ao meu irmão Marcelo, agora também no caminho da ciência, pelo companheirismo e amizade.

O agradecimento à minha esposa Juliana é especial e impossível de ser colocado em palavras. Enquanto desenvolvíamos as nossas teses, também construímos uma família, com muito amor, carinho e reciprocidade. Obrigado por todo o auxílio durante o doutorado, pelos conselhos e discussões técnicas, sem a tua ajuda não teria sido possível. Acima de tudo, obrigado por fazer parte de minha vida, você é uma pessoa muito especial.

## SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS .....	8
LISTA DE TABELAS .....	14
RESUMO .....	16
ABSTRACT .....	17
1 INTRODUÇÃO.....	18
2 AVALIAÇÃO DE AGREGADOS PARA PAVIMENTAÇÃO.....	22
2.1 Especificações, Normas, Procedimentos e Métodos de Projeto .....	22
2.1.1 Especificações.....	22
2.1.2 Normas e procedimentos .....	27
2.1.3 Métodos de projeto e avaliação de pavimentos .....	33
2.2 Comportamento Mecânico de Agregados para Aplicação em Pavimentação ....	37
2.2.1. Módulo de resiliência .....	37
2.2.2 Ensaio triaxiais de resistência ao cisalhamento .....	56
2.2.3 Deformações permanentes.....	68
2.3 Equipamentos Triaxiais .....	98
2.4 Análise Mecânica.....	102
3 CONCEPÇÃO DO EQUIPAMENTO TRIAXIAL DE GRANDE PORTE E DESCRIÇÃO DOS DEMAIS EQUIPAMENTOS UTILIZADOS .....	106
3.1 Concepção do Equipamento Triaxial de Grande Porte.....	106
3.1.1 Pórtico de Reação .....	108
3.1.2 Câmara Triaxial .....	123
3.1.3 Sistemas de Aplicação de Cargas .....	131
3.1.4 Outros detalhes .....	136
3.1.5 Montagem do equipamento .....	139
3.1.6 Instrumentação e sistema de aquisição de dados.....	151
3.1.7 Considerações finais sobre o equipamento triaxial de grande porte.....	162
3.2 Descrição dos equipamentos triaxiais para solos.....	163
3.2.1 Ensaio triaxial de módulo de resiliência.....	163
3.2.2 Ensaio triaxial de carregamento repetido para deformações permanentes	168
3.2.3 Ensaio triaxial de carregamento monotônico .....	170
4 PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	173
4.1 Caracterização do Material Estudado .....	173
4.2 Segurança, Moldagem e Operação do Equipamento.....	176
4.3 Aplicação dos Carregamentos e Análise de Erros .....	182

4.3.1 Carregamentos cíclicos .....	182
4.3.2 Carregamentos monotônicos .....	185
4.3.3 Análise de erros .....	186
4.4 Ensaio Triaxiais de Módulo de Resiliência.....	191
4.5 Ensaio Triaxiais de Carregamento Monotônico.....	192
4.6 Ensaio Triaxiais de Deformações Permanentes .....	197
4.7 Análises Paramétricas .....	201
5 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS .....	204
5.1 Ensaio de módulo de resiliência.....	204
5.1.1 Ensaio em corpos de prova de 10 x 20 cm.....	204
5.1.2 Ensaio em corpos de prova de 25 x 50 cm.....	210
5.1.3 Considerações finais sobre os ensaios de módulo de resiliência .....	218
5.2 Ensaio de resistência ao cisalhamento .....	220
5.2.1 Ensaio em corpos de prova de 10 x 20 cm.....	220
5.2.2 Ensaio em corpos de prova de 25 x 50 cm.....	229
5.2.3 Considerações finais sobre os ensaios de carregamento monotônico .....	238
5.3 Ensaio de deformações permanentes .....	240
5.3.1 Resultados de ensaios em corpos de prova de 10 x 20 cm .....	240
5.3.2 Resultados de Ensaio em corpos de prova de 25 x 50 cm .....	255
5.3.3 Considerações finais sobre os ensaios de deformações permanentes.....	266
5.4 Análises paramétricas .....	267
5.4.1 Seleção das estruturas a serem avaliadas e características do tráfego .....	268
5.4.2 Análise mecanística com o programa <i>Everstress 5.0</i> .....	270
5.4.3 Avaliação da resistência ao cisalhamento segundo o método Sul Africano .....	279
5.4.4 Considerações finais .....	284
6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES .....	286
6.1 Conclusões .....	286
6.2 Sugestões .....	291
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	293
ANEXO A .....	302

## LISTA DE FIGURAS

<b>Figura 2.1</b> - Trajetórias de tensões segundo a norma AFNOR NF P 98-235-1/95 .....	32
<b>Figura 2.2</b> – Equipamento triaxial do LCPC (LCPC, 2004) .....	33
<b>Figura 2.3</b> – Resposta típica do corpo de prova em um ensaio triaxial de carregamento repetido .....	38
<b>Figura 2.4</b> - Módulos de resiliência para uma brita de granito-gnaiss (adaptado de Motta, 1991) .....	44
<b>Figura 2.5</b> - Módulos de resiliência para britas (adaptado de Marmitt, 2002) .....	47
<b>Figura 2.6</b> - Módulos de resiliência para agregados de escória de aciaria elétrica (adaptado de Rohde, 2002).....	48
<b>Figura 2.7</b> - Módulos de resiliência para britas com diversos teores de finos (adaptado de Casagrande, 2003) .....	49
<b>Figura 2.8</b> – Módulos de resiliência para agregados reciclados de telhas (adaptado de Dias, 2004).....	50
<b>Figura 2.9</b> – Módulos de resiliência para britas (adaptado de Malysz, 2004).....	51
<b>Figura 2.10</b> – Evolução dos módulos de resiliência do agregado reciclado com o tempo de cura e adição de cal ou cimento <i>Portland</i> (adaptado de Motta, 2005).....	52
<b>Figura 2.11</b> – Módulos de resiliência para os rejeitos do garimpo de ametista (adaptado de Retore, 2005) .....	54
<b>Figura 2.12</b> – Módulos de resiliência de agregados brasileiros e estatística descritiva .....	55
<b>Figura 2.13</b> – Definição dos parâmetros de resistência ao cisalhamento de Mohr-Coulomb .....	58
<b>Figura 2.14</b> – Diagrama p-q (Lambe e Whitman, 1969).....	59
<b>Figura 2.15</b> – Curvas de tensão desvio versus deformação axial obtidas por Malysz (2004).....	66
<b>Figura 2.16</b> – Envoltórias de resistência ao cisalhamento obtidas por Malysz (2004) .....	67
<b>Figura 2.17</b> – Envoltórias de resistência ao cisalhamento de agregados e estatística descritiva.....	68
<b>Figura 2.18</b> – Afundamentos de trilha de roda segundo os modos 0, 1, 2 e 3.....	70
<b>Figura 2.19</b> – Resultado típico de um ensaio triaxial de deformações permanentes.....	71
<b>Figura 2.20</b> – Comportamentos típicos da teoria do <i>Shakedown</i> .....	75
<b>Figura 2.21</b> – Enquadramento no modelo <i>Shakedown</i> de alguns ensaios realizados com laterita (Guimarães, 2001).....	78
<b>Figura 2.22</b> – <i>Shakedown</i> no Espaço das Tensões Principais (Guimarães, 2001).....	78
<b>Figura 2.23</b> – Definição dos parâmetros dos modelos (2.15) e (2.16) (Lekarp <i>et al.</i> , 1996) .....	80
<b>Figura 2.24</b> – Modelos de deformações permanentes adaptados de Lekarp <i>et al.</i> (1996) .....	81
<b>Figura 2.25</b> – Envoltórias de deformações permanentes [adaptado de Theyse (1997)].....	83
<b>Figura 2.26</b> – Modelos de deformações permanentes adaptados de Niekerk <i>et al.</i> (2000).....	87
<b>Figura 2.27</b> – Modelos de deformações permanentes adaptados de Espinosa (1987) .....	92
<b>Figura 2.28</b> – Modelos de deformações permanentes adaptados de Motta (1991) .....	93
<b>Figura 2.29</b> – Modelos de deformações permanentes adaptados de Fernandes (2004) .....	94
<b>Figura 2.30</b> – Resultados dos ensaios triaxiais de deformações permanentes (adaptado de Malysz, 2004) .....	95
<b>Figura 2.31</b> – Representação esquemática dos possíveis comportamentos de camadas granulares sob cargas repetidas .....	97
<b>Figura 2.32</b> – Modelos de deformações permanentes obtidos por Leite (2007) .....	98
<b>Figura 2.33</b> – Tensões de cisalhamento, envoltórias de ruptura e de resistência ao cisalhamento mobilizada para a brita GG1 (GC = 100%).....	104
<b>Figura 3.1</b> – Esquema tridimensional do pórtico de reação .....	109
<b>Figura 3.2</b> – Diagramas de esforços para as vigas de sustentação .....	111
<b>Figura 3.3</b> – Vigas de Sustentação .....	112
<b>Figura 3.4</b> – Diagramas de esforços para as vigas inferiores sob carregamento concentrado .....	113
<b>Figura 3.5</b> – Diagramas de esforços para as vigas inferiores sob carregamento distribuído.....	114
<b>Figura 3.6</b> – Vigas inferiores.....	115
<b>Figura 3.7</b> – Diagramas de esforços para viga superior .....	117
<b>Figura 3.8</b> – Viga superior .....	118
<b>Figura 3.9</b> – (a) Esquema de carregamento das extensões das hastes, (b) diagrama de esforço normal, (c) diagrama de esforço cortante, (d) diagrama de momento fletor .....	119
<b>Figura 3.10</b> – Extensões das Hastes .....	119

<b>Figura 3.11</b> – (a) Esquema de carregamento, (b) diagrama de esforço normal, (c) diagrama de esforço cortante, (d) diagrama de momento fletor .....	120
<b>Figura 3.12</b> – Fusos .....	121
<b>Figura 3.13</b> - Outras peças: (a) placa superior, (b) placas laterais e (c) porcas ( <i>continuação</i> ) .....	122
<b>Figura 3.14</b> – Tubo de acrílico reforçado por anéis de fibra de vidro em resina de poliéster .....	128
<b>Figura 3.15</b> – Base e topo da câmara triaxial (a – base, b – topo).....	128
<b>Figura 3.16</b> – (a) Pedestal do corpo de prova e (b) cabeçote .....	129
<b>Figura 3.17</b> – Hastes da câmara triaxial .....	130
<b>Figura 3.18</b> – Porcas, contra-porcas, arruelas e bucha para rolamentos lineares .....	130
<b>Figura 3.19</b> – Motor elétrico, macaco mecânico, polias sincronizadoras, eixo intermediário e mancais Y .....	132
<b>Figura 3.20</b> – Sistema de aquisição e controle de dados, <i>encoder</i> e inversor de frequência.....	132
<b>Figura 3.21</b> – Cilindro pneumático: (a) foto das peças e (b) esquema de montagem .....	133
<b>Figura 3.22</b> – Compressor de ar Kaeser SX 7 e reservatório .....	134
<b>Figura 3.23</b> – Sistema de ar comprimido: (a) painel pneumático (b) conexão final com o cilindro pneumático .....	135
<b>Figura 3.24</b> – Suporte do Motor .....	136
<b>Figura 3.25</b> – Prolongador de eixo e eixo intermediário com mancais “Y” .....	137
<b>Figura 3.26</b> – Polias Sincronizadoras .....	137
<b>Figura 3.27</b> – Esquema de funcionamento do sistema de aplicação de cargas monotônicas .....	137
<b>Figura 3.28</b> – Pedestal da câmara triaxial .....	138
<b>Figura 3.29</b> – Pedestal da Câmara Triaxial .....	138
<b>Figura 3.30</b> – Talha Koch - SC 03965 .....	139
<b>Figura 3.31</b> – Vigas de sustentação sobre cilindros espaçadores e <i>vibra-stops</i> .....	140
<b>Figura 3.32</b> – Montagem das vigas inferiores .....	140
<b>Figura 3.33</b> – Montagem das placas laterais .....	141
<b>Figura 3.34</b> – Montagem da placa superior.....	142
<b>Figura 3.35</b> – Montagem da base do motor.....	142
<b>Figura 3.36</b> – Montagem das extensões das hastes .....	142
<b>Figura 3.37</b> – Montagem da viga superior e dos fusos.....	143
<b>Figura 3.38</b> – Fixação das hastes roscadas com porcas.....	144
<b>Figura 3.39</b> – Montagem do motor e do macaco.....	145
<b>Figura 3.40</b> – Montagem do prato da prensa.....	145
<b>Figura 3.41</b> – Montagem da base da câmara e pedestal do corpo de prova .....	146
<b>Figura 3.42</b> – Montagem do acrílico reforçado, das hastes e das contra-porcas .....	146
<b>Figura 3.43</b> – Montagem do Topo da Câmara e aperto com as Porcas .....	147
<b>Figura 3.44</b> – Visão geral do topo da câmara com bucha para rolamentos lineares e porcas .....	147
<b>Figura 3.45</b> – Montagem do sistema de polias e correias sincronizadoras .....	148
<b>Figura 3.46</b> – Placa de conexão do cilindro pneumático aparafusada à viga superior .....	149
<b>Figura 3.47</b> – Montagem da bucha para rolamentos lineares na base do cilindro pneumático .....	149
<b>Figura 3.48</b> – Montagem do pistão de cargas e do cilindro guia no cilindro pneumático.....	150
<b>Figura 3.49</b> – Montagem do cilindro pneumático .....	150
<b>Figura 3.50</b> – Visão geral do equipamento montado: (a) para carregamentos cíclicos e (b) para carregamentos monotônicos .....	151
<b>Figura 3.51</b> – <i>HBM Spider 8</i> e seus conectores.....	152
<b>Figura 3.52</b> – Instrumentação: LVDTs, células de carga, transmissor de pressão e <i>HBM Spider 8</i> .....	153
<b>Figura 3.53</b> – Transdutor de deslocamento do tipo LVDT <i>Solartron AC-25</i> .....	154
<b>Figura 3.54</b> – Esquema de conexões elétricas para os LVDTs <i>Solartron AC-25</i> .....	154
<b>Figura 3.55</b> – Procedimento de calibração dos LVDTs .....	155
<b>Figura 3.56</b> – Célula de carga <i>Gunt Hamburg LT 50/30</i> .....	155
<b>Figura 3.57</b> – Esquema de conexões elétricas para a célula de carga <i>Gunt Hamburg LT 50/30</i> .....	156
<b>Figura 3.58</b> – Célula de carga <i>Gunt Hamburg LT 5/3</i> .....	156
<b>Figura 3.59</b> – Calibração das células de carga na prensa <i>Shimadzu</i> .....	157

<b>Figura 3.60</b> – Transmissor de pressão <i>ASHCROFT k1</i> .....	158
<b>Figura 3.61</b> – Esquema de conexões elétricas para o transmissor de pressão <i>ASHCROFT k1</i> .....	158
<b>Figura 3.62</b> – Calibração dos transmissores de pressão .....	158
<b>Figura 3.63</b> – Tela de operação dos ensaios monotônicos no programa <i>Catman 4.5</i> .....	161
<b>Figura 3.64</b> – Tela de operação dos ensaios cíclicos no programa <i>Catman 4.5</i> .....	161
<b>Figura 3.65</b> – Equipamento triaxial de carregamento repetido para solos .....	164
<b>Figura 3.66</b> – Sistema de aquisição de dados .....	165
<b>Figura 3.67</b> – SEEPAV 8200 e conector serial .....	166
<b>Figura 3.68</b> – Transdutor de deslocamento LVDT <i>Solartron DG-2,5</i> .....	166
<b>Figura 3.69</b> – Esquema de conexões elétricas para os LVDTs <i>Solartron DG-2,5</i> .....	167
<b>Figura 3.70</b> – Célula de carga <i>Gefran TU K1 M</i> .....	167
<b>Figura 3.71</b> – Esquema de conexões elétricas com o sistema SEEPAV 8200 para célula de carga <i>Gefran TU K1 M</i> .....	167
<b>Figura 3.72</b> – Calibração de célula de carga com pórtico e pesos .....	168
<b>Figura 3.73</b> – Transdutor de deslocamento <i>RDT Gefran LTM 50 S</i> .....	169
<b>Figura 3.74</b> – Esquema de conexões elétricas para o RDT <i>Gefran LTM 50 S</i> .....	169
<b>Figura 3.75</b> – Esquema de conexões elétricas do sistema <i>HBM Spider 8</i> para a célula de carga <i>Gefran TU K1 M</i> .....	170
<b>Figura 3.76</b> – Equipamento utilizado para os ensaios triaxiais de carregamento monotônico e detalhe de instrumentação .....	171
<b>Figura 3.77</b> – Célula de carga <i>Reaccion BCZC-5000</i> .....	172
<b>Figura 3.78</b> – Esquema de conexões elétricas do sistema <i>HBM Spider 8</i> para a célula de carga <i>Reaccion BCZC-5000</i> .....	172
<b>Figura 4.1</b> – Análise granulométrica da brita .....	174
<b>Figura 4.2</b> – Curva de compactação .....	175
<b>Figura 4.3</b> – Índice de Suporte Califórnia .....	176
<b>Figura 4.4</b> – Equipamentos de proteção individual e coletiva .....	177
<b>Figura 4.5</b> – Martelo rompedor <i>HILTI TE 706</i> utilizado para a compactação .....	178
<b>Figura 4.6</b> – Aspectos da moldagem do corpo de prova de 25 x 50 cm .....	180
<b>Figura 4.7</b> – Fixação da instrumentação interna .....	181
<b>Figura 4.8</b> – Pulso de carga com sinal elétrico de 0,1 s .....	182
<b>Figura 4.9</b> – Duração do pulso de carga contra duração do pulso elétrico .....	183
<b>Figura 4.10</b> – Pulso de carga obtido com sinal elétrico de 0,027 segundos .....	184
<b>Figura 4.11</b> – Pulso de carga obtido com utilização do regulador de fluxo .....	184
<b>Figura 4.12</b> – Velocidade de deslocamento no equipamento triaxial de grande porte em função da frequência no inversor .....	186
<b>Figura 4.13</b> – Obtenção de leituras do LVDT com deslocamentos conhecidos para análise de erros ..	187
<b>Figura 4.14</b> – Obtenção de leituras da célula de carga com carregamento estático conhecido para análise de erros .....	188
<b>Figura 4.15</b> – Obtenção de seqüências de pulsos de cargas em diversos níveis para análise de erros ..	189
<b>Figura 4.16</b> – Leituras da pressão de confinamento em diversos níveis para análise de erros .....	190
<b>Figura 4.17</b> – Determinação dos coeficientes para correção da área dos corpos de prova .....	193
<b>Figura 4.18</b> – Determinação dos módulos de Young tangente e secante (Malysz, 2004) .....	195
<b>Figura 4.19</b> – Resultado típico de ensaios triaxiais de deformações permanentes em multiestágios, Malysz (2004) .....	199
<b>Figura 4.20</b> – Obtenção dos parâmetros $\epsilon_{pi}$ e TDP .....	199
<b>Figura 4.21</b> – Laços histeréticos resultantes de carregamentos cíclicos em ensaios triaxiais .....	200
<b>Figura 4.22</b> – Esquema de camadas, tensões e deformações em um pavimento .....	202
<b>Figura 5.1</b> – Módulos de resiliência obtidos a partir de ensaios em corpos de prova de 10 x 20 cm segundo o modelo $k-\sigma_3$ .....	205
<b>Figura 5.2</b> – Módulos de resiliência obtidos a partir de ensaios em corpos de prova de 10 x 20 cm segundo o modelo $k - \theta$ normalizado pela pressão atmosférica .....	206

<b>Figura 5.3</b> – Módulos de resiliência obtidos a partir de ensaios em corpos de prova de 10 x 20 cm segundo o modelo composto.....	208
<b>Figura 5.4</b> – Comparação entre os módulos de resiliência observados nos ensaios e os calculados pelo modelo composto em relação à reta de igualdade para corpos de prova de 10 x 20 cm.....	210
<b>Figura 5.5</b> – Módulos de resiliência obtidos a partir de ensaios em corpos de prova de 25 x 50 cm segundo o modelo $k-\sigma_3$ .....	211
<b>Figura 5.6</b> – Módulos de resiliência obtidos a partir de ensaios em corpos de prova de 25 x 50 cm segundo o modelo $k - \theta$ normalizado pela pressão atmosférica.....	213
<b>Figura 5.7</b> – Módulos de resiliência obtidos a partir de ensaios em corpos de prova de 25 x 50 cm segundo o modelo composto com instrumentação interna.....	214
<b>Figura 5.8</b> – Módulos de resiliência obtidos a partir de ensaios em corpos de prova de 25 x 50 cm segundo o modelo composto com instrumentação externa.....	215
<b>Figura 5.9</b> – Comparação entre os módulos de resiliência observados nos ensaios e os calculados pelo modelo composto em relação à reta de igualdade para corpos de prova de 25 x 50 cm.....	218
<b>Figura 5.10</b> – Módulos de resiliência obtidos nesta tese em comparação com resultados de ensaios de outras pesquisas brasileiras .....	219
<b>Figura 5.11</b> – Curvas tensão deformação em corpos de prova de 10 x 20 cm em multiestágios e estágio único.....	221
<b>Figura 5.12</b> – Modos de ruptura de corpos de prova observados nos ensaios: (a) embarrilamento e (b) superfície de cisalhamento .....	222
<b>Figura 5.13</b> – Envoltória de resistência ao cisalhamento para o ensaio triaxial de carregamento monotônico em multiestágios e corpo de prova de 10 x 20 cm .....	222
<b>Figura 5.14</b> – Envoltória de resistência ao cisalhamento para os ensaios triaxiais convencionais em corpos de prova de 10 x 20 cm.....	223
<b>Figura 5.15</b> – Trajetórias de tensões e envoltória de resistência ao cisalhamento no diagrama “p x q” para o ensaio triaxial de carregamento monotônico em multiestágios e corpos de prova de 10 x 20 cm.....	224
<b>Figura 5.16</b> – Trajetórias de tensões e envoltória de resistência ao cisalhamento no diagrama “p x q” para os ensaios triaxiais convencionais em corpos de prova de 10 x 20 cm.....	224
<b>Figura 5.17</b> – Envoltória de resistência ao cisalhamento mobilizadas para os ensaios triaxiais convencionais em corpos de prova de 10 x 20 cm.....	225
<b>Figura 5.18</b> – Envoltória de resistência ao cisalhamento mobilizadas para os ensaios triaxiais convencionais em corpos de prova de 10 x 20 cm, nas condições de escoamento, ruptura e pós-pico .....	226
<b>Figura 5.19</b> – Módulos de Young tangente e secante obtidos nos ensaios triaxiais convencionais em corpos de prova de 10 x 20 cm.....	227
<b>Figura 5.20</b> – Relação entre os módulos de Young e de resiliência para corpos de prova de 10 x 20 cm.....	228
<b>Figura 5.21</b> – Curvas tensão deformação em corpos de prova de 25 x 50 cm em multiestágios e estágio único.....	230
<b>Figura 5.22</b> – Ruptura por cisalhamento observado nos ensaios monotônicos em corpos de prova de 25 x 50 cm: (a) com membrana e vácuo e (b) sem a membrana .....	231
<b>Figura 5.23</b> – Envoltória de resistência ao cisalhamento para o ensaio triaxial de carregamento monotônico em multiestágios e corpo de prova de 25 x 50 cm .....	231
<b>Figura 5.24</b> – Envoltória de resistência ao cisalhamento para o ensaio triaxial convencional em corpos de prova de 25 x 50 cm .....	232
<b>Figura 5.25</b> – Trajetórias de tensões e envoltória de resistência ao cisalhamento no diagrama “p x q” para o ensaio triaxial de carregamento monotônico em multiestágios e corpos de prova de 25 x 50 cm.....	233
<b>Figura 5.26</b> – Trajetórias de tensões e envoltória de resistência ao cisalhamento no diagrama “p x q” para o ensaio triaxial convencional em corpos de prova de 25 x 50 cm .....	233
<b>Figura 5.27</b> – Envoltórias de resistência ao cisalhamento mobilizadas para os ensaios triaxiais convencionais em corpos de prova de 25 x 50 cm.....	234
<b>Figura 5.28</b> – Envoltória de resistência ao cisalhamento mobilizadas para os ensaios triaxiais convencionais em corpos de prova de 25 x 50 cm, nas condições de escoamento, ruptura e pós-pico .....	234
<b>Figura 5.29</b> – Módulos de Young tangente e secante obtidos nos ensaios triaxiais convencionais em corpos de prova de 25 x 50 cm.....	235

<b>Figura 5.30</b> – Ajustes para a obtenção do módulo de elasticidade inicial em corpos de prova de 25 x 50 cm.....	236
<b>Figura 5.31</b> – Módulo de elasticidade inicial em corpos de prova de 25 x 50.....	237
<b>Figura 5.32</b> – Relação entre os módulos de Young e de resiliência em corpos de prova de 25 x 50....	238
<b>Figura 5.33</b> – Apresentação das envoltórias de ruptura obtidas nesta tese em comparação com os resultados observados na bibliografia consultada.....	239
<b>Figura 5.34</b> – Evolução de deformações permanentes em estágio único para corpos de prova de 10 x 20 cm.....	241
<b>Figura 5.35</b> – Evolução das deformações permanentes em ensaios multiestágios para corpos de prova de 10 x 20 cm.....	243
<b>Figura 5.36</b> – Evolução de deformações permanentes em ensaio multiestágios com desconfinamento para corpos de prova de 10 x 20 cm.....	245
<b>Figura 5.37</b> – Modelagem de parâmetros de deformações permanentes dos modelos (2.26), (2.27), (2.28) e (2.29) em função da pressão de confinamento e da tensão desvio para corpos de prova de 10 x 20 cm.....	247
<b>Figura 5.38</b> – Comparação entre os parâmetros dos modelos (2.26), (2.27), (2.28) e (2.29) obtidos a partir do ajuste pelo modelo (4.7) e diretamente dos ensaios em relação à reta de igualdade para corpos de prova de 10 x 20 cm.....	248
<b>Figura 5.39</b> – Comparação entre as deformações permanentes obtidas do modelo de Guimarães (2009) e medidas diretamente nos ensaios em relação à reta de igualdade para corpos de prova de 10 x 20 cm.....	250
<b>Figura 5.40</b> – Análise segundo a teoria do Shakedown em corpos de prova de 10 x 20 cm.....	251
<b>Figura 5.41</b> – Trajetórias de tensões, limites <i>Shakedown</i> e envoltórias de escoamento, ruptura e pós-pico para ensaios em corpos de prova de 10 x 20 cm.....	252
<b>Figura 5.42</b> - Laços de histerese do ensaio DP ME 35x31 kPa em Shakedown A.....	253
<b>Figura 5.43</b> - Laços de histerese do ensaio DP ME 105x309 kPa em Shakedown C.....	254
<b>Figura 5.44</b> - Laços de histerese do ensaio DP ME 53x206 kPa em Shakedown B.....	254
<b>Figura 5.45</b> – Evolução de deformações permanentes em estágio único para corpos de prova de 25 x 50 cm.....	256
<b>Figura 5.46</b> – Evolução das deformações permanentes em ensaios multiestágios para corpos de prova de 25 x 50 cm.....	257
<b>Figura 5.47</b> – Evolução de deformações permanentes em multiestágios de desconfinamento para corpos de prova de 25 x 50 cm.....	258
<b>Figura 5.48</b> – Modelagem de parâmetros de deformações permanentes dos modelos (2.26), (2.27), (2.28) e (2.29) em função da pressão de confinamento e da tensão desvio para corpos de prova de 25 x 50 cm.....	261
<b>Figura 5.49</b> – Comparação entre os parâmetros dos modelos (2.26), (2.27), (2.28) e (2.29) obtidos a partir do ajuste pelo modelo (4.7) e diretamente dos ensaios em relação à reta de igualdade para corpos de prova de 25 x 50 cm.....	262
<b>Figura 5.50</b> – Comparação entre as deformações permanentes obtidas do modelo de Guimarães (2009) e medidas diretamente nos ensaios em relação à reta de igualdade para corpos de prova de 25 x 50 cm.....	263
<b>Figura 5.51</b> – Análise segundo a teoria do Shakedown em corpos de prova de 25 x 50 cm.....	264
<b>Figura 5.52</b> - Trajetórias de tensões, limites <i>Shakedown</i> e envoltórias de escoamento, ruptura e pós-pico para ensaios em corpos de prova de 25 x 50 cm.....	265
<b>Figura 5.53</b> - Laços de histerese do ensaio DP ME 35x36 kPa em Shakedown A.....	266
<b>Figura 5.54</b> - Laços de histerese do ensaio DP ME 70x204 kPa em Shakedown B.....	266
<b>Figura 5.55</b> – Estados de tensões atuantes na camada granular das estruturas avaliadas segundo os resultados de ensaios em corpos de prova de 10 x 20 cm.....	271
<b>Figura 5.56</b> – Comparação da estimativa de $ATR_g$ pelo plano médio e por subcamadas, segundo os resultados dos ensaios em corpos de prova de 10 x 20 cm.....	273
<b>Figura 5.57</b> – Relação entre as deformações permanentes e a profundidade, segundo os resultados dos ensaios em corpos de prova de 10 x 20 cm.....	275

<b>Figura 5.58</b> – Estados de tensões atuantes na camada granular das estruturas avaliadas segundo os resultados de ensaios em corpos de prova de 25 x 50 cm .....	276
<b>Figura 5.59</b> – Comparação da estimativa de $ATR_g$ pelo plano médio e por subcamadas, segundo os resultados dos ensaios em corpos de prova de 25 x 50 cm .....	278
<b>Figura 5.60</b> – Coeficientes de segurança ao cisalhamento em função da profundidade para a estrutura delgada e carga de eixo de 120 kN, segundo os resultados dos ensaios em corpos de prova de 10 x 20 cm.....	280
<b>Figura 5.61</b> – Coeficientes de segurança ao cisalhamento em função da profundidade para a estrutura espessa e carga de eixo de 120 kN, segundo os resultados dos ensaios em corpos de prova de 10 x 20 cm.....	281
<b>Figura 5.62</b> – Estados de tensões atuantes nas camadas granulares das estruturas delgada e espessa com carga de eixo de 120 kN, segundo os resultados dos ensaios em corpos de prova de 10 x 20 cm.....	281
<b>Figura 5.63</b> – Coeficientes de segurança ao cisalhamento em função da profundidade para a estrutura delgada e carga de eixo de 120 kN, segundo os resultados dos ensaios em corpos de prova de 25 x 50 cm.....	283
<b>Figura 5.64</b> – Coeficientes de segurança ao cisalhamento em função da profundidade para a estrutura espessa e carga de eixo de 120 kN, segundo os resultados dos ensaios em corpos de prova de 25 x 50 cm.....	283
<b>Figura 5.65</b> – Estados de tensões atuantes nas camadas granulares das estruturas delgada e espessa com carga de eixo de 120 kN, segundo os resultados dos ensaios em corpos de prova de 25 x 50 cm.....	284

## LISTA DE TABELAS

<b>Tabela 2.1</b> – Faixas granulométricas da especificação DAER – ES – P 04/91 .....	23
<b>Tabela 2.2</b> – Características requeridas para sub-bases pela especificação DAER – ES – P 04/91 .....	23
<b>Tabela 2.3</b> – Características requeridas para bases pela DAER – ES – P 08/91 .....	24
<b>Tabela 2.4</b> – Faixas granulométricas da especificação DAER – ES – P 08/91 .....	24
<b>Tabela 2.5</b> – Faixas granulométricas da especificação DNER – ES 303/97 .....	25
<b>Tabela 2.6</b> – Faixas granulométricas da especificação ASTM D 1241/00.....	26
<b>Tabela 2.7</b> – Seqüência de tensões segundo a norma AASHTO TP 46/96.....	30
<b>Tabela 2.8</b> – Trajetórias de tensões segundo a norma AFNOR NF P 98-231-1.....	32
<b>Tabela 2.9</b> - Parâmetros obtidos por Benevides (2000) para o modelo granular (MPa) .....	46
<b>Tabela 2.10</b> - Parâmetros para o modelo da equação (2.7) segundo a análise estatística da Figura 2.1255	
<b>Tabela 2.11</b> - Parâmetros para o modelo da equação (2.7) segundo a análise estatística de cada ensaio	56
<b>Tabela 2.12</b> – Parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos por Lekarp <i>et al.</i> (1996).....	60
<b>Tabela 2.13</b> – Parâmetros de resistência ao cisalhamento de agregados ( Garg e Thompson, 1997) .....	61
<b>Tabela 2.14</b> – Parâmetros de resistência ao cisalhamento dos agregados estudados por Theyse (2000)	62
<b>Tabela 2.15</b> – Parâmetros de resistência ao cisalhamento de agregados ( Saeed <i>et al.</i> , 2001).....	64
<b>Tabela 2.16</b> – Parâmetros de resistência ao cisalhamento em materiais granulares.....	65
<b>Tabela 2.17</b> –Estatística descritiva para parâmetros de resistência ao cisalhamento e envoltórias de ruptura .....	68
<b>Tabela 2.18</b> – Parâmetros do modelo da equação (2.14) obtidos por Lekarp <i>et al.</i> (1996).....	80
<b>Tabela 2.19</b> – Parâmetros dos modelos (2.22) a (2.24), conforme Theyse (1997).....	83
<b>Tabela 2.20</b> – Parâmetros de deformações permanentes obtidos por Garg e Thompson (1997) .....	84
<b>Tabela 2.21</b> – Parâmetros do modelo (2.40) obtidos por Niekerk <i>et al.</i> (2000).....	86
<b>Tabela 2.22</b> – Parâmetros dos modelos das equações 2.27 e 2.41 obtidos por Espinosa (1987) .....	91
<b>Tabela 3.1</b> – Propriedades dos materiais utilizados na construção do pórtico de reação .....	107
<b>Tabela 3.2</b> – Propriedades do material compósito à base de fibra de vidro .....	108
<b>Tabela 3.3</b> – Propriedades mecânicas de diversas configurações avaliadas para as vigas de sustentação	112
<b>Tabela 3.4</b> – Propriedades mecânicas de diversas configurações avaliadas para as vigas inferiores....	116
<b>Tabela 3.5</b> – Propriedades mecânicas de diversas configurações avaliadas para a viga superior .....	118
<b>Tabela 3.6</b> – Nomenclatura e propriedades das peças do pórtico de reação.....	122
<b>Tabela 3.7</b> – Propriedades mecânicas das peças do pórtico de reação .....	123
<b>Tabela 3.8</b> – Características do compressor de ar Kaeser SX 7 .....	134
<b>Tabela 3.9</b> – Configuração dos sensores ( <i>Sensor Settings</i> ) .....	160
<b>Tabela 3.10</b> – Especificações do equipamento triaxial de grande porte.....	162
<b>Tabela 3.11</b> – Especificações dos componentes do sistema pneumático e instrumentação .....	163
<b>Tabela 5.1</b> – Dados da compactação dos corpos de prova de 10 x 20 cm utilizados nos ensaios triaxiais de módulo de resiliência.....	204
<b>Tabela 5.2</b> – Parâmetros do modelo $k-\sigma_3$ para os ensaios de módulo de resiliência realizados em corpos de prova de 10 x 20 cm.....	206
<b>Tabela 5.3</b> – Parâmetros do modelo MR- $\theta$ normalizado pela pressão atmosférica para os ensaios de módulo de resiliência realizados em corpos de prova de 10 x 20 cm .....	207
<b>Tabela 5.4</b> – Parâmetros do modelo composto para os ensaios de módulo de resiliência realizados em corpos de prova de 10 x 20 cm.....	207
<b>Tabela 5.5</b> – Parâmetros dos modelos utilizados por Espinosa (1987) e modelo generalizado do NCHRP (2004) obtidos para os ensaios de módulo de resiliência realizados em corpos de prova de 10 x 20 cm.....	209
<b>Tabela 5.6</b> – Dados da compactação dos corpos de prova de 25 x 50 cm utilizados nos ensaios triaxiais de módulo de resiliência.....	211
<b>Tabela 5.7</b> – Parâmetros do modelo $k-\sigma_3$ para os ensaios de módulo de resiliência realizados em corpos de prova de 25 x 50 cm.....	212
<b>Tabela 5.8</b> – Parâmetros do modelo MR- $\theta$ normalizado pela pressão atmosférica para os ensaios de módulo de resiliência realizados em corpos de prova de 25 x 50 cm .....	213

<b>Tabela 5.9</b> – Parâmetros do modelo composto para os ensaios de módulo de resiliência realizados em corpos de prova de 25 x 50 cm.....	216
<b>Tabela 5.10</b> – Parâmetros do modelo generalizado do NCHRP (2004) obtidos para os ensaios de módulo de resiliência realizados em corpos de prova de 25 x 50 cm .....	216
<b>Tabela 5.11</b> – Parâmetros dos modelos utilizados por Espinosa (1987) obtidos para os ensaios de módulo de resiliência realizados em corpos de prova de 25 x 50 cm .....	217
<b>Tabela 5.12</b> – Dados da compactação dos corpos de prova de 10 x 20 cm utilizados nos ensaios triaxiais de carregamento monotônico .....	220
<b>Tabela 5.13</b> – Parâmetros de resistência ao cisalhamento segundo as interpretações nos espaços $\sigma \times \tau$ e $p \times q$ para corpos de prova de 10 x 20 cm .....	225
<b>Tabela 5.14</b> – Parâmetros de regressão estatística para os ajustes de Módulo de Young em função da pressão de confinamento para corpos de prova de 10 x 20 cm .....	227
<b>Tabela 5.15</b> – Parâmetros de regressão estatística para os ajustes de Módulo de Resiliência em função do Módulo de Young em corpos de prova de 10 x 20 cm.....	229
<b>Tabela 5.16</b> – Dados da compactação dos corpos de prova de 25 x 50 cm utilizados nos ensaios triaxiais de carregamento monotônico .....	229
<b>Tabela 5.17</b> – Parâmetros de resistência ao cisalhamento segundo as interpretações nos espaços $\sigma \times \tau$ e $p \times q$ para corpos de prova de 25 x 50 cm .....	234
<b>Tabela 5.18</b> – Parâmetros de regressão estatística para os ajustes de Módulo de Young em função da pressão de confinamento para corpos de prova de 25 x 50 cm .....	235
<b>Tabela 5.19</b> – Parâmetros de regressão estatística para os ajustes de Módulo de Resiliência em função do Módulo de Young em corpos de prova de 25 x 50 cm.....	238
<b>Tabela 5.20</b> – Dados da compactação dos corpos de prova de 10x20 cm utilizados nos ensaios triaxiais de deformações permanentes.....	241
<b>Tabela 5.21</b> – Parâmetros dos modelos (2.26), (2.27), (2.28) e (2.29) obtidos com resultados de ensaios em corpos de prova de 10 x 20 cm .....	246
<b>Tabela 5.22</b> – Parâmetros de ajuste segundo o modelo (4.7) em corpos de prova de 10 x 20 cm .....	249
<b>Tabela 5.23</b> – Dados da compactação dos corpos de prova de 25 x 50 cm utilizados nos ensaios triaxiais de deformações permanentes.....	255
<b>Tabela 5.24</b> – Parâmetros dos modelos (2.26), (2.27), (2.28) e (2.29) obtidos com resultados de ensaios em corpos de prova de 25 x 50 cm .....	260
<b>Tabela 5.25</b> – Parâmetros de ajuste segundo a equação (4.8) em corpos de prova de 25 x 50 cm .....	263
<b>Tabela 5.26</b> – Configurações estruturais avaliadas nas análises mecânicas .....	269
<b>Tabela 5.27</b> – Parâmetros de ajuste para os estados de tensões em função da profundidade, para os resultados dos ensaios em corpos de prova de 10 x 20 cm .....	272
<b>Tabela 5.28</b> – Parâmetros de ajuste para a pressão de confinamento em função da profundidade, para os resultados dos ensaios em corpos de prova de 10 x 20 cm, segundo a equação (5.5) .....	272
<b>Tabela 5.29</b> – Estimativa de $ATR_g$ para o estado de tensões atuante no plano médio da camada granular, segundo os resultados dos ensaios em corpos de prova de 10 x 20 cm .....	273
<b>Tabela 5.30</b> – Estimativa de $ATR_g$ com divisão em 5 subcamadas, segundo os resultados dos ensaios em corpos de prova de 10 x 20 cm.....	274
<b>Tabela 5.31</b> – Parâmetros de ajuste para os estados de tensões em função da profundidade, para os resultados dos ensaios em corpos de prova de 25 x 50 cm .....	276
<b>Tabela 5.32</b> – Parâmetros de ajuste para a pressão de confinamento em função da profundidade, para os resultados dos ensaios em corpos de prova de 25 x 50 cm, segundo a equação (5.5) .....	277
<b>Tabela 5.33</b> – Estimativa de $ATR_g$ para o estado de tensões atuante no plano médio da camada granular, segundo os resultados dos ensaios em corpos de prova de 25 x 50 cm .....	277
<b>Tabela 5.34</b> – Estimativa de $ATR_g$ com divisão em 5 subcamadas, segundo os resultados dos ensaios em corpos de prova de 25 x 50 cm.....	278
<b>Tabela 5.35</b> – Parâmetros para o cálculo do coeficiente de segurança ao cisalhamento do método Sul Africano, segundo os resultados dos ensaios em corpos de prova de 10 x 20 cm .....	280
<b>Tabela 5.36</b> – Parâmetros para o cálculo do coeficiente de segurança ao cisalhamento do método Sul Africano, segundo os resultados dos ensaios em corpos de prova de 25 x 50 cm .....	282

## RESUMO

MALYSZ, R. Desenvolvimento de um equipamento triaxial de grande porte para avaliação de agregados utilizados como camada de pavimentos. 2009. Tese de doutorado (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

Camadas granulares desempenham um importante papel no comportamento global de pavimentos, especialmente daqueles com revestimentos delgados ou sem revestimento. Para conhecer as características de resistência e deformabilidade de materiais componentes dessas camadas são realizados ensaios triaxiais. No caso de ensaios em materiais granulares, o corpo de prova deve ter diâmetro de pelo menos cinco vezes o tamanho máximo de partícula e altura igual a duas vezes o seu diâmetro. Como as especificações do DNIT permitem o emprego de agregados de até 5 cm em camadas de brita graduada ou solo-agregado, os corpos-de-prova devem ter diâmetro de 25 cm e altura de 50 cm. Equipamentos capazes de ensaiar corpos-de-prova com estas dimensões são raros no mundo e inexistiam no Brasil até 2008. Com o intuito de superar esta carência e avançar no conhecimento do comportamento mecânico de agregados graúdos, a pesquisa relatada nesta tese teve como objetivos desenvolver um equipamento triaxial de grande porte capaz de aplicar carregamentos estáticos, monotônicos e cíclicos em corpos-de-prova de grandes dimensões (25 cm x 50 cm); bem como realizar e interpretar os primeiros ensaios. A concepção e a montagem do equipamento são descritas considerando as partes principais. Também é detalhada a instrumentação utilizada composta por: duas células de carga, três transdutores de deslocamento e dois transmissores de pressão. Para os primeiros ensaios foi escolhida uma brita graduada de basalto, anteriormente utilizada em pistas experimentais solicitadas por simulador de tráfego. Ensaios em corpos-de-prova de 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura foram realizados para comparação com resultados de ensaios em corpos-de-prova maiores, realizados no novo equipamento. Os ensaios de módulo de resiliência foram conduzidos segundo o método de ensaio do DNIT, com algumas modificações para adequá-lo ao padrão internacional. Os ensaios triaxiais monotônicos e os cíclicos de deformações permanentes foram conduzidos tanto em multiestágios, quanto em estágio único de tensões. Os resultados obtidos foram interpretados segundo diversas teorias e modelos, obtendo-se parâmetros de resistência e de deformabilidade. Uma análise mecânica utilizando os parâmetros obtidos nos ensaios permitiu analisar o comportamento do material estudado como camada de pavimento. Conclui-se que o equipamento triaxial de grande porte atende as necessidades para as quais foi projetado, permitindo obter parâmetros para caracterização do comportamento de agregados graúdos e prever desempenho de pavimentos, quanto a deformações permanentes e ruptura por cisalhamento de camadas granulares.

Palavras-chave: ensaios triaxiais, módulo de resiliência, deformações permanentes, resistência ao cisalhamento.

## ABSTRACT

MALYSZ, R. Development of triaxial equipment for testing large specimens of unbound aggregates for paving purposes. 2009. PhD Thesis (Civil Engineering) – Federal University of Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brazil.

Unbound aggregates layers play an important role in the performance of thinly surfaced or unsurfaced pavements. In order to assess the strength-strain characteristics of soils and aggregates used in those layers, triaxial tests must be carried out on cylindrical specimens with diameter not smaller than 5 times the particle maximum size and height twice the diameter. Since Brazil National Roads Department allows using 2” aggregates in granular bases, specimens for triaxial tests should be at least 25 cm in diameter and 50 cm in height. All over the world there are only a few equipments for testing such specimens; and up to 2008 none of them in Brazil. Aiming at overcoming this deficiency and enhance the knowledge on the mechanical behavior of coarse aggregates, the objectives of research reported in this thesis were to develop a triaxial equipment capable of applying static, monotonic and repeated loadings on large specimens (25 cm x 50 cm) and perform and analyze the first tests. The design and assemblage of the equipment are describe, detailing its main components and the instrumentation, that included two load cells, three displacement transducers and two pressure transmitters. The first tests were carried out on specimens made of dense crushed aggregates, formerly used in APT test sections. Tests were also carried out on specimens with 10.0 cm diameter and 20.0 cm height, in order to compare their results to those of tests carried out in larger specimens tested in the new triaxial equipment. Resilient modulus tests were carried out according to the Brazilian standard, but some modifications were introduced to follow international patterns. Triaxial monotonic and repeated loading permanent deformation tests were carried out both in multiple stages and unique stage of stresses. The results were interpreted were calculated taking into account several theories and models, strength and strain parameters being obtained. A mechanistic analysis using parameters obtained in tests allowed analyzing the behavior of the studied aggregates making part of pavement layers. It is concluded the new triaxial equipment for large specimens fulfills the requirements that motivated its design and construction, making possible to obtain parameters for characterizing the behavior of coarse aggregates and estimating pavements performance regarding permanent deformation and shear failure of granular layers.

Key-words: triaxial tests, resilient modulus, permanent deformation, shear strength.

## 1 INTRODUÇÃO

Camadas granulares têm um importante papel no comportamento global de estruturas de pavimentos, especialmente quando possuem revestimentos delgados ou não possuem revestimento. Alguns países, como a República Sul Africana, utilizam freqüentemente, pavimentos com revestimentos delgados, mesmo em rodovias de tráfego elevado. Para que a estrutura apresente um bom desempenho, as camadas de base e sub-base devem ter o seu comportamento muito bem caracterizado, especificando-se procedimentos bem definidos para a sua execução. Portanto, a obtenção de parâmetros constitutivos de britas e outros agregados assume elevada importância no projeto destes pavimentos.

Os estudos sobre o comportamento mecânico de agregados como material constituinte de camadas estruturais de pavimentos vêm ganhando importância nos últimos anos. Diversos trabalhos foram desenvolvidos em universidades brasileiras, como: Marmitt (2002), Casagrande (2003), Fernandes (2004), Malysz (2004), Leite (2007), Guimarães (2009), nos quais o comportamento resiliente dos materiais é obtido e, não raras vezes, o comportamento quanto a deformações permanentes, como em: Guimarães (2001), Malysz (2004), Retore (2005), Leite (2007), Peraça (2007), Guimarães (2009). Porém a resistência ao cisalhamento de agregados praticamente não é estudada. O principal alvo das pesquisas recentes tem sido: materiais reciclados da construção civil, agregados artificiais e rejeitos de processos industriais e mineração, como: Dias (2004), Fernandes (2004), Motta (2005), Leite (2007).

Os estudos acerca das deformações permanentes em camadas granulares de pavimentos mostram que, de forma geral, elas não são significativas em pavimentos com revestimentos espessos. Porém, são de fundamental importância em pavimentos delgados, revestidos por tratamento superficial ou sem revestimento. Neste tipo de pavimento a camada granular comanda o desempenho da estrutura e, portanto, o seu comportamento deve ser muito bem compreendido e levado em consideração no dimensionamento. O comportamento quanto a deformações permanentes é de fundamental importância em casos de:

- Pavimentos com revestimentos delgados
- Materiais fora das especificações tradicionais
- Carregamentos excepcionais

Os estudos de comportamento de agregados para pavimentação na Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), anteriores a esta tese, eram realizados em um equipamento com capacidade para corpos-de-prova de 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura. De forma geral, este tamanho de corpo de prova é satisfatório, porém seguidamente, é necessária a avaliação de agregados mais graúdos, para os quais o tamanho do corpo de prova utilizado não é o mais adequado.

As especificações do extinto Departamento Nacional de Estradas de Rodagem para agregados para bases e sub-bases de pavimentos (ainda em vigor) sugerem faixas granulométricas que podem chegar a agregados de até 2” de diâmetro (5,08 cm). Para a execução de ensaios triaxiais em materiais granulares, é necessário que o corpo de prova tenha diâmetro de pelo menos cinco vezes o tamanho máximo de partícula e altura de duas vezes o seu diâmetro. Equipamentos com capacidade para ensaiar agregados com estas dimensões são raros no mundo e não se tem notícias de algum em funcionamento no Brasil. Sendo assim, o objetivo geral desta tese foi desenvolver um equipamento triaxial de grande porte com capacidade para aplicar carregamentos estáticos, monotônicos e cíclicos em corpos de prova cilíndricos com 25 cm de diâmetro e 50 cm de altura, além de conduzir e interpretar os primeiros ensaios. Para atingir o objetivo geral foram propostos os seguintes objetivos específicos:

- Realizar uma revisão bibliográfica sobre o comportamento mecânico de agregados em pavimentação;
- Conceber e projetar o novo equipamento triaxial;
- Executar ensaios triaxiais de módulo de resiliência, de deformações permanentes e de carregamento monotônico, bem como interpretá-los verificando a validade do novo equipamento;
- Efetuar uma análise paramétrica verificando o desempenho do material estudado como camada estrutural de pavimentos.

O equipamento proposto foi originalmente desenvolvido com intenção de uso em pavimentação, porém os parâmetros obtidos podem ser utilizados em diversas áreas do conhecimento como: lastro de ferrovias, barragens, trincheiras de agregados para estabilização de taludes e tantas mais quanto as aplicações de agregados permitirem.

Este trabalho compreende 6 capítulos, Referências Bibliográficas e um Anexo, segundo o que segue.

O Capítulo 1, que é esta Introdução, apresenta o assunto estudado e sua relevância, e explicita os objetivos que nortearam o desenvolvimento da pesquisa.

Uma revisão bibliográfica sobre o comportamento mecânico de agregados é apresentada no Capítulo 2. A revisão inicia abordando normas, especificações e métodos de projeto relacionados com agregados para pavimentação. Em seguida, são apresentados trabalhos diversos abordando ensaios triaxiais de módulo de resiliência, de deformações permanentes e de carregamento monotônico. A experiência internacional em ensaios triaxiais de módulo de resiliência em agregados é vasta e são abordados na revisão apenas os trabalhos mais importantes ou de maior relevância para esta pesquisa. Por outro lado, procurou-se o maior número de informações possível sobre ensaios triaxiais de módulo de resiliência em agregados brasileiros. Para os ensaios de deformações permanentes, são apresentados aspectos relativos à execução e interpretação de ensaios e, também, da teoria do *Shakedown*. A experiência nacional com ensaios de resistência ao cisalhamento em materiais de pavimentação é limitada, portanto a maior parte dos trabalhos revisados é internacional. Também, são apresentados diversos trabalhos sobre a construção de equipamentos triaxiais com características diversas. Por fim, são apresentados alguns trabalhos sobre análise mecanística de pavimentos.

No Capítulo 3 – Concepção do Equipamento Triaxial de Grande Porte e Descrição dos Demais Equipamentos – detalha-se a concepção, construção e montagem do novo equipamento triaxial. Inicialmente são apresentados os materiais avaliados para a construção do novo equipamento, bem como as suas principais características. São apresentados os principais aspectos relativos à concepção do Pórtico de Reação, da Câmara Triaxial, dos Sistemas de Aplicação de Cargas, além de outros detalhes estruturais e funcionais da prensa, instrumentação e aquisição de dados. Também é apresentada uma descrição pormenorizada da montagem do equipamento, com apresentação de fotografias de cada etapa do processo, permitindo identificar melhor cada peça e entender melhor o funcionamento do equipamento. Também são descritos os equipamentos triaxiais para corpos de prova de 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura, utilizados como referência inicial para os resultados obtidos no novo equipamento.

A caracterização do material a ser estudado e a metodologia de análise são apresentados no Capítulo 4, intitulado Programa Experimental. O material a ser estudado é apresentado e avaliado segundo as especificações para bases granulares do DAER/RS. Também são propostos métodos para a interpretação dos ensaios triaxiais convencionais e de carregamento repetido, tanto os de módulo de resiliência quanto os de deformações permanentes. Finalmente, são propostas análises paramétricas para a avaliação do material enquanto camada estrutural de pavimento.

O Capítulo 5 – Apresentação e Análise dos Resultados - tem título auto-explicativo. Os resultados são apresentados, considerando ensaios em que se mediram os deslocamentos com instrumentação interna e externa, para corpos de prova de 10 x 20 cm e de 25 x 50 cm. Os ensaios de módulo de resiliência foram ajustados segundo diversos modelos e os resultados obtidos foram comparados entre si e com outros abordados na revisão bibliográfica. A resistência ao cisalhamento foi analisada segundo as envoltórias de resistência de Mohr-Coulomb e segundo o diagrama “p x q” de Lambe e Withman. A partir dos ensaios triaxiais de carregamento monotônico, também foram obtidos os módulos de elasticidade, relacionando-os com a pressão de confinamento e com os módulos de resiliência obtidos dos ensaios de carregamento repetido. Os ensaios de carregamento monotônico e os de deformações permanentes em carregamento repetido foram executados e apresentados segundo o procedimento de multiestágios e de estágio único. As deformações permanentes também foram ajustadas segundo diversos modelos e analisadas segundo a teoria do *Shakedown*. Por fim, foi feita uma análise mecanística avaliando o comportamento do material ensaiado como camada de pavimento.

Finalmente são apresentadas as conclusões e sugestões para trabalhos futuros no Capítulo 6, intitulado Conclusões e Sugestões.

A seguir são apresentadas as referências utilizadas no trabalho. Também, ao seu final, são anexadas as pranchas que apresentam o detalhamento das peças que compõem o equipamento construído.

## **2 AVALIAÇÃO DE AGREGADOS PARA PAVIMENTAÇÃO**

Este capítulo destina-se a apresentar uma revisão bibliográfica sobre a utilização de agregados em bases e sub-bases de pavimentos. Inicialmente são revisadas: normas, especificações e métodos de projeto relacionados com o assunto. Em seguida são abordados aspectos referentes à execução de ensaios triaxiais convencionais e de carregamento repetido em agregados. Para dar embasamento à construção do novo equipamento triaxial, são revisados trabalhos descrevendo a construção de equipamentos para ensaios triaxiais convencionais e de carregamento repetido no Brasil e no exterior. Também, são revisados alguns trabalhos sobre análise mecânica, a fim de dar subsídio às análises de tensão-deformação em camadas granulares de pavimentos que serão executadas nesta tese.

### **2.1 Especificações, Normas, Procedimentos e Métodos de Projeto**

Este item, inicialmente, revisa especificações para agregados utilizados como camadas de pavimentos e os requisitos associados. Em seguida, apresenta as normas necessárias para a caracterização de agregados, conforme solicitado pelas especificações. Por fim são apresentados sucintamente os métodos de projeto de pavimentos flexíveis mais destacados ou de maior interesse para esta tese. Ao fim deste item, pretende-se ter abordado os tópicos legais (normas) e científicos (mecânicos) relacionados aos principais métodos de dimensionamento, normas e especificações para camadas granulares de pavimentos flexíveis.

#### **2.1.1 Especificações**

Tradicionalmente os órgãos rodoviários responsáveis pela fiscalização da construção de estradas exigem que a qualidade dos agregados obedeça a especificações que envolvem ensaios de caracterização, compactação, índice de suporte Califórnia (ISC), abrasão Los Angeles e sanidade. No Brasil, nas rodovias da malha federal, o órgão competente é o DNIT (Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes) que veio a substituir o antigo DNER (Departamento Nacional de Estradas de Rodagem), cujas especificações continuam em vigor. Em nível estadual, o DAER/RS (Departamento Autônomo de Estradas de Rodagem do Rio Grande do Sul) regulamenta as obras rodoviárias. Para o caso de sub-bases e bases granulares, dispõe-se das seguintes especificações:

- DAER – ES – P 04/91 – Sub-Base Granular
- DAER – ES – P 08/91 – Base Granular

- DNER – ES – 301/97 – Pavimentação – Sub-Base Estabilizada Granulometricamente
- DNER – ES 303/97 - Pavimentação – Base Estabilizada Granulometricamente

Segundo a especificação DAER – ES – P 04/91, as sub-bases são designadas como de classe 1, 2, 3 e 4, porém a especificação não faz referência ao nível de tráfego para o qual as classes devem ser utilizadas. Os materiais para classes 1, 2 e 3 devem enquadrar-se nas condições indicadas na Tabelas 2.1 e 2.2, além de não apresentar perda superior a 12% no ensaio de sanidade, expansão máxima de 1% e achar-se isentos de matéria vegetal e outras substâncias deletérias. A fração retida na peneira número 10 deverá ser constituída de partículas duras ou duráveis, isentas de fragmentos moles, alongados ou achatados. Para o caso específico de sub-bases de classe 4, cuja granulometria não é especificada, o índice de suporte Califórnia (ISC), determinado na energia do Proctor modificado, deve ser superior a 20% e ter um equivalente de areia (EA) superior a 20%.

**Tabela 2.1** – Faixas granulométricas da especificação DAER – ES – P 04/91

Peneiras	Classe 1 (%)	Classe 2 (%)	Classe 3 (%)
<b>2"</b>	<b>100</b>	-	-
<b>1"</b>	<b>75 – 95</b>	-	-
<b>3/8"</b>	-	<b>100</b>	-
<b>Nº 4</b>	<b>30 – 60</b>	<b>50 – 100</b>	<b>100</b>
<b>Nº 30</b>	<b>12 – 24</b>	<b>20 – 40</b>	<b>25 – 55</b>
<b>Nº 200</b>	<b>0 - 15</b>	<b>0 - 20</b>	<b>0 - 25</b>

**Tabela 2.2** – Características requeridas para sub-bases pela especificação DAER – ES – P 04/91

Ensaio	Classe 1	Classe 2	Classe 3
<b>ISC (%)</b>	<b>≥ 30</b>	<b>≥ 20</b>	<b>≥ 20</b>
<b>EA (%)</b>	<b>≥ 25</b>	<b>≥ 25</b>	<b>≥ 20</b>

A especificação DNER – ES – 301/97 é bastante sucinta no que se refere aos materiais utilizados em sub-bases granulares. Exige ISC superior a 20% e expansão inferior a 1%. A fração retida na peneira número 10 deve ser constituída de partículas duras, isentas de

fragmentos moles, material orgânico ou outras substâncias prejudiciais. A referida especificação não faz menção à granulometria.

As bases granulares são designadas como de classe A, B e C pela especificação DAER – ES – P 08/91. Para as três classes, os agregados deverão apresentar perda por abrasão no ensaio Los Angeles inferior a 40% e 10% de perda no ensaio de sanidade; devem estar isentos de material vegetal e outras substâncias nocivas. Para bases de classe A, o agregado deve possuir no mínimo 90% de partículas em peso, tendo pelo menos duas faces britadas. As porcentagens mínimas para duas faces britadas são 70% para classe B e 25% para classe C. Os valores mínimos para ISC e equivalente de areia são apresentados na Tabela 2.3 e as faixas granulométricas são apresentadas na Tabela 2.4.

**Tabela 2.3** – Características requeridas para bases pela DAER – ES – P 08/91

Ensaio	Valor Mínimo (%)		
	Classe A	Classe B	Classe C
ISC (%)	100	90	80
EA (%)	50	40	30

**Tabela 2.4** – Faixas granulométricas da especificação DAER – ES – P 08/91

Tamanho da Peneira	Classe A		Classe B		Classe C	
	Tamanho Máximo	Tamanho Máximo	Tamanho Máximo	Tamanho Máximo		
1 ½"	1 ½"	¾"	1 ½"	¾"		
2"	100	-	100	-	-	-
1 ½"	90-100	-	90-100	-	-	-
1"	-	100	-	100	100	100
¾"	50-65	90-100	50-65	90-100	50-85	60-100
No 4	30-45	35-55	30-45	35-55	35-65	50-85
No 30	10-25	10-30	10-25	10-30	17-34	28-50
No 200	2-9	2-9	2-9	2-9	5-15	5-20

As faixas granulométricas para bases granulares, apresentadas na Tabela 2.5, são especificadas pela DNER – ES 303/97 de acordo com o volume de tráfego previsto no dimensionamento, representado pelo número equivalente de operações do eixo padrão (N). A referida especificação exige que a fração passante na peneira número 40 deve apresentar

limite de liquidez inferior ou igual a 25% e índice de plasticidade inferior ou igual a 6%; se esses limites forem ultrapassados, o equivalente de areia deverá ser maior que 30%. Também, a porcentagem de material que passa na peneira número 200 não deve ultrapassar 2/3 da porcentagem passante na peneira número 40. O ISC deve ser maior que 60% com expansão máxima de 0,5% na energia intermediária. Para rodovias em que o tráfego previsto para o período de projeto ultrapassar o valor de  $N = 5 \times 10^6$ , o ISC da camada de base deve ser superior a 80%, na energia modificada. Da mesma forma que nas outras especificações citadas, o material retido na peneira número 10 deve ser constituído de partículas duras e resistentes, isentas de fragmentos moles, alongados ou achatados, além de estarem isentas de matéria vegetal ou outras substâncias prejudiciais. A perda por abrasão no ensaio Los Angeles deve ser inferior a 55%.

**Tabela 2.5** – Faixas granulométricas da especificação DNER – ES 303/97

Tipos	Para $N > 5 \times 10^6$				Para $N < 5 \times 10^6$		Tolerâncias da faixa de projeto
	A	B	C	D	E	F	
	% em peso passando						
2"	100	100	-	-	-	-	$\pm 7$
1"	-	75 – 90	100	100	100	100	$\pm 7$
3/8"	30 – 65	40 – 75	50 – 85	60 – 100	-	-	$\pm 7$
Nº 4	25 – 55	30 – 60	35 – 65	50 – 85	55 – 100	10* – 100	$\pm 5$
Nº 10	15 – 40	20 – 45	25 – 50	40 – 70	40 – 100	55 – 100	$\pm 5$
Nº 40	8 – 20	15 – 30	15 – 30	25 – 45	20 – 50	30 – 70	$\pm 2$
Nº 200	2 - 8	5 - 15	5 - 15	10 - 25	6 – 20	8 – 25	$\pm 2$

A American Society for Testing and Materials, por meio da norma ASTM D 1241/00, apresenta especificações para materiais de sub-base, base e revestimentos. A especificação divide os materiais em dois tipos. O Tipo I consiste em misturas de rochas, cascalho ou escória com materiais passantes na peneira nº 200, segundo as faixas granulométricas A, B, C ou D, apresentadas na Tabela 2.6. O material Tipo II consiste em materiais finos passantes na peneira nº 200 com ou sem rocha, cascalho ou escória, conforme as faixas granulométricas E

\* Este é o valor impresso na norma, porém não está coerente com o restante da faixa. Comparando com a norma americana (ASTM D 1241/00) é esperado que este valor seja em torno de 70%.

ou F da Tabela 2.6. Os agregados graúdos retidos na peneira n° 10 (2 mm) devem ser constituídos por partículas resistentes e duráveis que não quebrem em eventuais ciclos de gelo e degelo ou umedecimento e secagem. A perda por abrasão no ensaio de Los Angeles não deve ser superior a 50%. O material passante na peneira n° 10 (2 mm) não deve ser maior do que 2/3 da fração passante na peneira n° 40 (425 µm). A fração passante na peneira de n° 40 (425 µm) deve apresentar um limite de liquidez inferior a 25% e índice de plasticidade inferior a 6%. Os materiais devem ser livres de matéria orgânica e grumos de argila. Para sub-bases e bases de pavimentos são admitidos materiais do Tipo I segundo as faixas granulométricas A, B, C ou D e do Tipo II segundo as faixas granulométricas E ou F. Para revestimentos, apenas materiais do Tipo I segundo as faixas granulométricas C ou D e do Tipo II segundo as faixas granulométricas E ou F. As faixas granulométricas não são associadas ao tráfego e não são propostos valores para ISC, energia de compactação ou equivalente de areia.

**Tabela 2.6** – Faixas granulométricas da especificação ASTM D 1241/00

Tipos	Tipo I				Tipo II	
	A	B	C	D	E	F
Peneiras	% em peso passando					
2"	100	100	-	-	-	-
1"	-	75 – 95	100	100	100	100
3/8"	30 – 65	40 – 75	50 – 85	60 – 100	-	-
N° 4	25 – 55	30 – 60	35 – 65	50 – 85	55 – 100	70 – 100
N° 10	15 – 40	20 – 45	25 – 50	40 – 70	40 – 100	55 – 100
N° 40	8 – 20	15 – 30	15 – 30	25 – 45	20 – 50	30 – 70
N° 200	2 - 8	5 - 15	5 - 15	8 - 15	6 - 15	8 - 15

É oportuno observar que, embora bastante detalhadas, as especificações não asseguram um bom comportamento das camadas granulares de pavimentos, uma vez que o que assegura tal comportamento é a durabilidade a solicitações mecânicas e a esforços gerados por variações climáticas. O bom desempenho das camadas granulares, quanto à resistência ao cisalhamento e deformabilidade, não deve ser atribuído exclusivamente a

valores elevados de ISC nem à inclusão em determinada faixa granulométrica. Daí a necessidade de avançar-se no conhecimento do comportamento mecânico de agregados.

### 2.1.2 Normas e procedimentos

No que se relaciona aos agregados, o início dos trabalhos se dá no reconhecimento das pedreiras que darão origem ao material a ser utilizado. O DNER PRO 257/99 estabelece um procedimento padrão para estudo de pedreiras virgens, em exploração ou já exploradas, abrangendo a sua localização, levantamento topográfico, mapeamento geológico, sondagens e coletas de amostras de rochas para ensaios de laboratório em quantidade mínima de 130 kg. Também é apresentado um padrão de classificação de rochas segundo o seu grau de alteração.

O DNER PRO 120/97 fixa o procedimento para a coleta de amostras de agregados. Segundo a referida norma, para que haja representatividade nos resultados dos ensaios realizados, as amostras devem ser formadas pela reunião de várias amostras parciais, tomadas em vários pontos do lote submetido à amostragem, em número suficiente para representar, em média, o comportamento do material. As amostras de agregados graúdo e miúdo devem ter no mínimo 130 e 40 kg respectivamente. A amostragem pode ser realizada em silos, pilhas de estocagem, material espalhado na pista ou em veículos de transporte. As amostras devem ser embaladas, identificadas e reduzidas por operações de quarteamento até o tamanho desejado para os ensaios de laboratório, conforme o DNER PRO 199/96. São descritos três procedimentos: com separador mecânico, por quarteamento e amostragem de pequenos estoques (somente para agregado miúdo). Todos eles consistem basicamente em dividir a amostra inicial em partes iguais, em seguida dividir as partes em outras e assim sucessivamente até que se obtenha uma amostra representativa na quantidade de material desejada para as avaliações de laboratório.

A especificação DNER- ES 303/97 requer o entendimento de uma série de métodos de ensaios, muitos deles expeditos ou de campo. Aqui se faz uma breve referência aos métodos de ensaio de laboratório que são julgados imprescindíveis à caracterização de agregados. Os ensaios que devem ser observados são: abrasão Los Angeles segundo o DNER-ME 035/94, índice de suporte Califórnia segundo o DNER-ME 049/94, equivalente de areia segundo o DNER-ME 054/94, análise granulométrica por peneiramento segundo a DNER-ME 080/94,

limite de plasticidade segundo o DNER-ME 082/94 e limite de liquidez segundo a DNER-ME 122/94.

Para esta tese as normas mais importantes são aquelas que se referem a ensaios triaxiais. Neste caso serão revisados os principais aspectos abordados pela norma brasileira DNER 131/94, pela norma americana AASHTO TP 46/96 e pela norma francesa AFNOR NF P 98-235-1/95, todas referentes a triaxiais cíclicos. A primeira norma é o padrão adotado oficialmente no Brasil, o que justifica a importância de bem conhecê-la. A norma americana é uma das mais respeitadas e utilizadas, portanto deve-se levar em consideração as suas indicações, ainda que diferentes do padrão nacional. O padrão de ensaios francês é o mais completo entre os analisados, pois orienta a execução e interpretação de ensaios com pressão confinante cíclica e, além dos ensaios de módulo de resiliência, aborda ensaios de deformações permanentes. Não foi encontrado um padrão detalhado para os triaxiais de cisalhamento rápido, porém, pode-se utilizar como referência a norma AASHTO TP 46/96 e a bibliografia científica internacional.

A determinação do módulo de resiliência a partir do ensaio triaxial de carregamento repetido é regulamentada no Brasil pelo método de ensaio DNER-ME 131/94. Neste ensaio são aplicadas pressões de confinamento entre 21 e 140 kPa e tensões desvio cíclicas entre 21 e 420 kPa. As tensões cíclicas devem ser aplicadas a uma frequência de 20 ciclos por minuto (0,33 Hz) e com duração de 0,1 segundo. O método divide os materiais em dois tipos: solos arenosos ou pedregulhosos e solos argilosos ou siltosos. Para os solos arenosos ou pedregulhosos é aplicada uma seqüência de condicionamento de 200 ciclos 70 x 70 kPa ( $\sigma_3 \times \sigma_d$ ), 200 ciclos 70 x 210 kPa e por fim 200 ciclos 105 x 315 kPa. No ensaio propriamente dito, são aplicadas 6 pressões de confinamento: 21, 35, 53, 70, 105 e 140 kPa. Para cada uma delas são aplicados 200 ciclos de tensão desvio nas relações  $\sigma_d/\sigma_3$  de 1, 2 e 3, totalizando 600 ciclos para cada pressão de confinamento. No ensaio para solos argilosos ou siltosos é aplicada uma única pressão de confinamento (21 kPa). A seqüência de carregamento inicia com o condicionamento com 200 ciclos de tensão desvio de 70 kPa, seguido por mais 200 ciclos das tensões desvio de: 21, 35, 53, 70, 105, 140 e 210 kPa, totalizando 1600 ciclos. O corpo de prova deve ter diâmetro de no mínimo quatro vezes o diâmetro máximo das partículas e relação altura/diâmetro igual a aproximadamente 2. Para a interpretação dos resultados são propostos dois modelos de regressão. Para os solos arenosos e pedregulhosos é sugerido um

modelo potencial em função da pressão de confinamento e, para solos argilosos e siltosos, um modelo bi-linear em função da tensão desvio. Os modelos de regressão são discutidos em maiores detalhes no item 2.2.1.

O procedimento proposto pela norma AASHTO TP 46/96 prevê a existência de materiais denominados: Tipo 1 e Tipo 2. Os materiais do Tipo 1 são os solos e agregados não tratados quimicamente com menos de 70% passando na peneira n° 10 (2 mm), menos de 20% passando na peneira n° 200 (75  $\mu$ m) e índice de plasticidade inferior a 10. Para os materiais com estas características são utilizados corpos de prova de 150 mm de diâmetro. Os materiais do Tipo 2 são os solos e agregados não tratados quimicamente e que não se enquadram nas especificações do Tipo 1. Para estes materiais é recomendada a utilização de corpos de prova de 71 mm de diâmetro. Para ensaios em materiais do Tipo 1 não são admitidas partículas retidas na peneira 37,5 mm e, para materiais do Tipo 2, na peneira 12,5 mm. O módulo de resiliência é determinado em ensaios triaxiais de carregamento repetido, com pulsos de carga semi-senoidais com duração de 0,1 segundo e período de 1 segundo. O equipamento é composto por uma câmara triaxial, 2 transdutores de deslocamentos do tipo LVDT posicionados externamente à câmara, uma célula de carga posicionada entre o atuador (dispositivo utilizado para a aplicação do carregamento cíclico) e o pistão da câmara, além de um transdutor de pressão para medir a pressão de ar comprimido utilizada para o confinamento da amostra. Dois procedimentos de ensaio são propostos: um para materiais de subleito e outro para materiais de sub-base e base, de acordo com os estados de tensões tipicamente atuantes nestas camadas, conforme a Tabela 2.7. Os ensaios iniciam com uma fase de condicionamento de 500 ciclos segundo a seqüência n° 0. Caso após decorridos os 500 ciclos continuem a ocorrer deformações permanentes, aplicam-se mais 500 ciclos. Observa-se a indicação de uma tensão axial máxima ( $\sigma_{m\acute{a}x}$ ) que é a tensão desvio ( $\sigma_d$ ) somada a uma tensão de contato utilizada para manter a união entre o cabeçote e o corpo de prova. As seqüências 14 e 15 não são aplicadas para solos de subleito do Tipo 1. As tensões são especificadas em valores decimais em kPa pois correspondem a valores inteiros em psi. Esta norma orienta de forma muito simplificada a execução de ensaios triaxiais de cisalhamento rápido. É recomendada a execução de ensaios a velocidades de deformação axial constantes de 1%/min até ultrapassar o pico de resistência ao cisalhamento do material, ou ultrapassar 5% de deformação axial ou atingir o limite da célula de carga. Para materiais de subleito é recomendada a pressão de confinamento de 27,6 kPa e, para sub-base/base, de 34,5 kPa.

Porém, com apenas uma pressão de confinamento não é possível obter a envoltória de resistência ao cisalhamento.

**Tabela 2.7** – Seqüência de tensões segundo a norma AASHTO TP 46/96

Seqüência n°	Estado de tensões (kPa)					
	Subleito			Sub-base/Base		
	$\sigma_3$	$\sigma_{m\acute{a}x}$	$\sigma_d$	$\sigma_3$	$\sigma_{m\acute{a}x}$	$\sigma_d$
0	41,4	27,6	24,8	103,4	103,4	93,1
1	41,4	13,8	12,4	20,7	20,7	18,6
2	41,4	27,6	24,8	20,7	41,4	37,3
3	41,4	41,4	37,3	20,7	62,1	55,9
4	41,4	55,2	49,7	34,5	34,5	31,0
5	41,4	68,9	62,0	34,5	68,9	62,0
6	27,6	13,8	12,4	34,5	103,4	93,1
7	27,6	27,6	24,8	68,9	68,9	62,0
8	27,6	41,4	37,3	68,9	137,9	124,1
9	27,6	55,2	49,7	68,9	206,8	186,1
10	27,6	68,9	62,0	103,4	68,9	62,0
11	13,8	13,8	12,4	103,4	103,4	93,1
12	13,8	27,6	24,8	103,4	206,8	186,1
13	13,8	41,4	37,3	137,9	103,4	93,1
14	13,8	55,2	49,7	137,9	137,9	124,1
15	13,8	68,9	62,0	137,9	275,8	248,2

A norma francesa AFNOR NF P 98-235-1/95 propõe ensaios com características semelhantes aos anteriores, porém mais detalhados em alguns aspectos. As tensões desvio são aplicadas em magnitudes que vão de zero a 600 kPa, aplicadas ciclicamente a uma freqüência constante que pode ser definida entre 0,3 e 5 Hz. As pressões de confinamento devem variar igualmente de forma cíclica, em fase com as tensões desvio. O valor mínimo de pressão de confinamento (pressão na base do pulso de carga) pode variar entre zero e 15 kPa. O valor máximo (topo do pulso de carga) é de 250 kPa. A norma sugere a utilização de corpos de prova de 160 mm  $\pm$  10 mm de diâmetro e altura igual a duas vezes este valor ( $\pm$  2%). A instrumentação deve ser composta de uma célula de carga para as tensões desvio, um

transdutor de pressão para as pressões de confinamento, um transdutor de deslocamentos para os deslocamentos axiais e outro para os deslocamentos radiais. Toda a instrumentação deve ser instalada internamente à câmara triaxial. São utilizadas sempre duas membranas, a primeira em neoprene de 0,6 mm em contato com o corpo de prova e a segunda em látex, de espessura 0,4 mm, instalada sobre a anterior. Durante a compactação são adaptados implantes metálicos ao molde que ficarão incorporados ao corpo de prova e servirão para sustentar os transdutores de deslocamentos.

Na execução dos ensaios segundo a norma AFNOR NF P 98-235-1/95 as trajetórias de tensões sugeridas são apresentadas na Tabela 2.8 e Figura 2.1. Para o caso de ensaio de módulo de resiliência é utilizado um único corpo de prova para todo o ensaio com uma seqüência de 20.000 ciclos segundo a trajetória de tensões E4. Caso ocorram deformações permanentes superiores a  $400 \times 10^{-4}$  deve ser confeccionado um novo corpo de prova e executar o condicionamento com pressão confinante mínima de 10 kPa. Para ensaios de deformações permanentes, em cada corpo de prova ensaiado deve ser escolhida uma das trajetórias de tensões sugeridas, aplicando-se 80.000 ciclos para cada estado de tensões. Observa-se que a primeira seqüência de carregamentos (seqüência A) é composta exclusivamente por pressões confinantes, ou seja, a tensão vertical é igual à tensão horizontal. Também, deve-se atentar para o fato de que os eixos “q” e “p” são definidos pelas variáveis de Cambridge, segundo as equações (2.1) e (2.2)

$$p = \frac{\sigma_1 + 2 \cdot \sigma_3}{3} \quad (2.1)$$

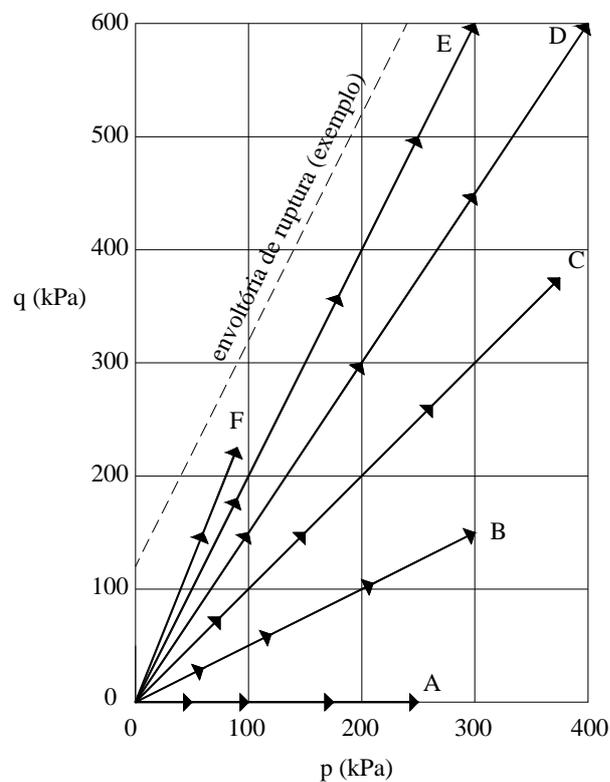
$$q = \sigma_1 - \sigma_3 \quad (2.2)$$

Onde:

- p é a média das tensões principais;
- q é a tensão desvio;
- $\sigma_1$  é a tensão principal maior
- $\sigma_3$  é a tensão principal menor

**Tabela 2.8** – Trajetórias de tensões segundo a norma AFNOR NF P 98-231-1

Trajetória	Estado de tensões (kPa)							
	1		2		3		4	
	$\sigma_{3\text{máx}}$	$q_{\text{máx}}$	$\sigma_{3\text{máx}}$	$q_{\text{máx}}$	$\sigma_{3\text{máx}}$	$q_{\text{máx}}$	$\sigma_{3\text{máx}}$	$q_{\text{máx}}$
A	50	0	100	0	175	0	250	0
B	50	30	100	60	175	105	250	150
C	50	75	100	150	175	262,5	250	375
D	50	150	100	300	150	450	200	600
E	30	180	60	360	83,3	500	100	600
F	10	150	15	225				

**Figura 2.1** - Trajetórias de tensões segundo a norma AFNOR NF P 98-235-1/95

Os equipamentos atualmente em funcionamento no Brasil não são capazes de aplicar pressões de confinamento cíclicas. O Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC, 2004) possui um equipamento para ensaios triaxiais de carregamento repetido com as características requeridas, tendo capacidade para aplicar pressões de confinamento variando entre 0 e 300 kPa e carregamento vertical de até 20 kN. A frequência de aplicação do carregamento é de 0,5 Hz. São medidas deformações axiais e horizontais no plano médio do

corpo de prova, que permitem a determinação da variação do módulo de resiliência com o estado de tensões aplicado ou a evolução das deformações permanentes em função do número de ciclos e do estado de tensões. A Figura 2.2 apresenta uma visão geral do equipamento.



**Figura 2.2** – Equipamento triaxial do LCPC (LCPC, 2004)

### 2.1.3 Métodos de projeto e avaliação de pavimentos

Neste item são revisados os métodos de projeto de maior interesse para esta tese. Sendo assim, são descritos os métodos do DNER e da resiliência (COPPE/UFRJ), pois são os métodos brasileiros com os quais foi acumulada grande experiência. Também é descrito o método da AASHTO por seu destaque internacional. Por fim, são abordados os métodos Sul Africano e do Texas por utilizarem conceitos de resistência ao cisalhamento, balizando os resultados obtidos nesta tese. A interpretação dos resultados dos ensaios triaxiais pode ser complementada pelos conceitos abordados pelos métodos descritos.

O método do DNER (1981) é baseado em três parâmetros principais: (i) a capacidade de suporte dos materiais, (ii) o tráfego e (iii) as espessuras das camadas. A capacidade de suporte dos materiais, incluindo o subleito, é dada pelo índice de suporte Califórnia (ISC) conforme o DNER ME 049/94. São especificados valores mínimos para a espessura de cada camada. O tráfego é representado pelo número “N” calculado a partir do volume diário médio (VDM) de veículos de carga solicitando a rodovia, levando em consideração o período de projeto, fatores de eixo (função do número de eixos) dos veículos, fatores de carga (função do peso do veículo) e fatores climáticos (função da pluviometria local). A espessura total do pavimento é definida a partir de um ábaco com o número “N” nas abscissas e a espessura do pavimento nas ordenadas. São propostas diversas curvas de dimensionamento de acordo com o ISC do subleito. A espessura de revestimento é função apenas de N e as demais camadas são dimensionadas de acordo com o seu coeficiente de equivalência estrutural. O método não

leva em consideração a magnitude das tensões e deformações no pavimento, sendo puramente empírico. Apesar desta limitação o método ainda é bastante utilizado no meio rodoviário, trazendo como benefício a vasta experiência acumulada com a sua utilização, isto sem contar o seu valor histórico para a pavimentação brasileira.

O método da resiliência desenvolvido na COPPE-UFRJ tem suas bases em Motta (1991) e é amplamente descrito em Medina e Motta (2005). O método propõe um dimensionamento levando em consideração: (i) fatores ambientais, (ii) o limite quanto à ruptura plástica, (iii) o tráfego, (iv) a deformabilidade elástica, (v) a deformabilidade plástica e (vi) critérios de confiabilidade. Quanto aos fatores ambientais são apresentados valores típicos de temperatura do ar, temperatura do pavimento, e pluviometria para as diversas regiões do Brasil, bem como um encaminhamento de como utilizar estes dados na obtenção dos parâmetros de dimensionamento. A condição limite de suporte quanto à ruptura plástica é abordada no sentido de limitar as tensões atuantes nas camadas abaixo de um valor admissível. São apresentados dois modelos para a obtenção deste limite: um modelo em função do tráfego e do módulo de elasticidade dinâmica (medido sob vibração artificial) e outro, em função dos parâmetros de resistência ao cisalhamento do material (intercepto coesivo e ângulo de atrito interno), aliados a fatores geométricos. O tráfego é considerado de forma semelhante ao método do DNER, ainda que haja a perspectiva da consideração explícita de diferentes cargas de eixo, considerando as suas variações horária, diária e sazonal. A deformabilidade elástica é considerada a partir de resultados obtidos em ensaios laboratoriais e análises mecânicas utilizando programas específicos. São apresentados gráficos com resultados obtidos para diversos materiais, podendo ser utilizados como anteprojeto, interpolando-se os resultados obtidos para outros materiais. São propostos como os principais parâmetros de projeto: a deflexão, a tensão de tração na face inferior do revestimento e a tensão vertical no subleito. Os ensaios de fadiga, realizados à tração na compressão diametral, são considerados utilizando-se normalmente um fator laboratório-campo de  $10^4$ . As deformações permanentes também são consideradas a partir dos resultados de ensaios dinâmicos. Por fim é proposto um critério de confiabilidade a partir das médias e desvio padrão de N, parâmetros de resiliência e parâmetros de deformação permanente.

Um dos mais importantes e utilizados métodos de projeto de pavimentos é o da AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials – 2002). Neste método são arbitradas estruturas de pavimentos e analisadas iterativamente até que

atendam aos critérios de desempenho estabelecidos pelo projetista. Os parâmetros de desempenho sugeridos incluem: deformações permanentes, trincamento por fadiga, trincamento térmico e irregularidade. Além destes parâmetros, o método destaca a importância das análises de custo no ciclo de vida. Para o início da análise são definidos: uma estrutura tipo, parâmetros dos materiais, tráfego e clima. São propostos e detalhadamente descritos modelos de previsão de desempenho para os parâmetros tomados como referência. Porém é necessário que os modelos sejam calibrados para as condições locais. As explicações descritas foram baseadas no texto do próprio método AASHTO (2002) e nas observações apontadas por Medina e Motta (2005) e Balbo (2007), ainda Senço (1997) faz observações sobre uma versão anterior. A partir do método foi desenvolvido um programa computacional denominado M-E PDG 2002 (*Mechanistic-Empirical Pavements design Guide*) em um esforço conjunto da AASHTO *Joint Task Force* e NCHRP (*National Cooperative Highway Research Program*), além de uma equipe de pesquisadores de renome internacional.

O método Sul Africano de dimensionamento de pavimentos, descrito por Theyse *et al.* (1996), baseia-se em três fatores principais: caracterização dos materiais, análise mecânica e previsão de desempenho. São estabelecidas características definindo 39 materiais típicos utilizados em pavimentação, entre eles: agregados, misturas solo-agregado, materiais cimentados, misturas asfálticas, concreto de cimento Portland e macadames. Para fins de análise os materiais são divididos em agregados, materiais cimentados e materiais asfálticos. São sugeridos valores de módulo de resiliência para as misturas asfálticas em função da temperatura e do estado de degradação, para os materiais cimentados em função do estado de degradação e para os materiais granulares nas condições seca e úmida. A vida útil do pavimento é verificada analisando-se a vida útil de cada camada individualmente e posteriormente como um sistema de camadas. O desempenho das camadas asfálticas e cimentadas é analisado em função da vida de fadiga. As camadas granulares apresentam densificação e cisalhamento gradual causado pelo carregamento repetido, portanto são avaliados de acordo com a sua resistência ao cisalhamento. As equações (2.3) e (2.4) são utilizadas para o cálculo do fator de segurança da camada granular a partir dos parâmetros de resistência ao cisalhamento medidos ou estimados pelo método respectivamente. Os solos de sub-leito são avaliados de acordo com as deformações verticais no topo da camada. A previsão da vida de serviço do pavimento, como um todo, é realizada a partir das análises das vidas de serviço e previsão de desempenho das camadas individualmente. Inicialmente são

utilizados os modelos de previsão de desempenho de cada camada conforme estabelecido pelo método. Porém a degradação de uma única camada altera o equilíbrio do sistema, modificando o estado de tensões atuante nas outras camadas e até mesmo o seu comportamento (que pode passar de cimentado para granular). Então a análise global da vida útil do pavimento é desmembrada em 2 ou 3 fases, de acordo com a degradação sofrida pelas camadas individualmente, verificando-se os seus efeitos nas demais camadas e no pavimento como um todo.

$$F = \frac{\sigma_3 \cdot [k \cdot \tan^2(45 + \frac{\phi}{2}) - 1] + 2 \cdot k \cdot c \cdot \tan(45 + \frac{\phi}{2})}{(\sigma_1 - \sigma_3)} \quad (2.3)$$

$$F = \frac{\sigma_3 \cdot \phi_{term} + c_{term}}{(\sigma_1 - \sigma_3)} \quad (2.4)$$

Onde:

- F é o fator de segurança
- $\sigma_1$  é a tensão principal maior
- $\sigma_3$  é a tensão principal menor
- k é constante (0,65 para a condição saturada e para condições moderadas de teor de umidade, e 0,9 para condições normais de teor de umidade)
- c é a coesão ou intercepto coesivo
- $c_{term}$  são valores sugeridos para a coesão ou intercepto coesivo
- $\phi$  é o ângulo de atrito interno
- $\phi_{term}$  são valores sugeridos para o ângulo de atrito interno

O Departamento de Transporte do estado do Texas nos Estados Unidos da América (TxDOT) propõe um guia para dimensionamento de pavimentos levando em consideração envoltórias de resistência ao cisalhamento. São aceitos pelo procedimento os seguintes métodos de dimensionamento de pavimentos flexíveis: segundo o programa FPS-19W, pelo método triaxial modificado do Texas (TxDOT, 2006) ou pelo método da AASHTO (2002), sendo preferível utilizar o primeiro. O programa FPS-19W é um procedimento de projeto mecanístico-empírico que utiliza um modelo de desempenho baseado na degradação do índice de serventia. É utilizada uma constante de temperatura para as áreas mais suscetíveis ao trincamento térmico e esta é a única constante ambiental utilizada, ainda que sejam feitas

considerações acerca de solos expansíveis. A confiabilidade é abordada atribuindo um coeficiente ao nível de tráfego acumulado segundo o nível de confiabilidade desejado. O método triaxial modificado é utilizado como um procedimento de checagem pós-projeto. O procedimento é especialmente útil para rodovias com baixo volume de tráfego acumulado e subleito ruim. Nestas situações, cargas de eixo muito pesadas podem levar o pavimento à ruptura mesmo com um baixo número de passagens, visto os elevados estados de tensões atuantes. A vida de fadiga do pavimento projetado e os afundamentos de trilha de roda podem ser avaliados segundo diversos modelos de desempenho incorporados.

## **2.2 Comportamento Mecânico de Agregados para Aplicação em Pavimentação**

Este item destina-se à apresentação dos aspectos mais relevantes em relação ao comportamento mecânico de britas como camada estrutural de pavimentos. São discutidas a obtenção e a utilização do módulo de resiliência, de parâmetros de resistência ao cisalhamento e parâmetros de deformações permanentes na previsão de desempenho de pavimentos.

### **2.2.1. Módulo de resiliência**

Este item visa apresentar alguns aspectos relativos ao módulo de resiliência, desde a sua conceituação até resultados típicos. Assim são descritos aspectos gerais sobre módulo de resiliência no sentido de defini-lo e apresentar os modelos de ajuste mais utilizados. Também são descritas, brevemente, a experiência internacional e a abordagem um pouco mais aprofundada da experiência brasileira na execução e interpretação de ensaios triaxiais de módulo de resiliência em agregados. Por fim é apresentado um apanhado das principais conclusões referentes ao comportamento resiliente de agregados.

#### *2.2.1.1 Aspectos gerais*

O módulo de resiliência é um dos parâmetros mais importantes na caracterização do comportamento mecânico de agregados, quando utilizados como camada estrutural de pavimentos. Este parâmetro é obtido em laboratório a partir de ensaios triaxiais de carregamento repetido. Diversos são os trabalhos citados na literatura nacional e internacional sobre a sua determinação e utilização para materiais granulares de pavimentação. No caso desta pesquisa, são considerados principalmente trabalhos que combinam a utilização de ensaios de deformações permanentes com a determinação do módulo de resiliência e da

resistência ao cisalhamento, pois são parâmetros fundamentais para a metodologia de avaliação proposta nesta tese.

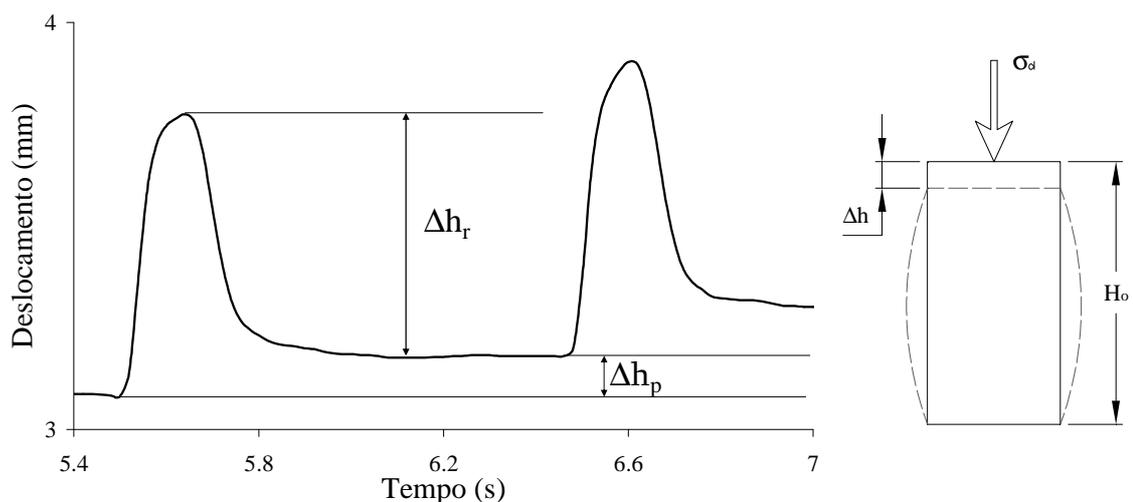
Nos ensaios triaxiais de carregamento repetido são aplicadas cargas cíclicas com o objetivo de determinar o comportamento dos materiais em função do estado de tensões. A resposta de solos e agregados, quando solicitados por carregamentos cíclicos, é composta por uma parcela elástica e uma plástica. A Figura 2.3 apresenta a resposta típica destes materiais quando solicitados por cargas cíclicas. Observa-se que a resposta é dividida em uma parcela elástica ou resiliente ( $\Delta h_r$ ) e uma parcela plástica ou permanente ( $\Delta h_p$ ). A deformação resiliente é calculada a partir da equação (2.5) e o módulo de resiliência com a equação (2.6). O comportamento quanto a deformações permanentes é detalhado no item 2.2.2.

$$\varepsilon_r = \frac{\Delta h_r}{H_0} \quad (2.5)$$

$$Mr = \frac{\sigma_d}{\varepsilon_r} \quad (2.6)$$

Onde:

- $Mr$  é o módulo de resiliência
- $\sigma_d$  é a tensão desvio
- $\varepsilon_r$  é a deformação resiliente específica
- $\Delta h$  é a variação da altura do corpo de prova em cada ciclo de carga
- $H_0$  é a altura inicial do corpo de prova



**Figura 2.3** – Resposta típica do corpo de prova em um ensaio triaxial de carregamento repetido

Para representar este comportamento são utilizados modelos que relacionam o módulo de resiliência com as tensões atuantes. Os modelos mais conhecidos são o  $Mr-\sigma_3$  (módulo em função da tensão confinante) e  $Mr-\theta$  (módulo em função do somatório das tensões principais), porém o modelo composto, com  $Mr$  expresso em função de  $\sigma_d$  e  $\sigma_3$ , vem sendo bastante difundido. Outros modelos menos utilizados são apresentados nos itens seguintes.

Para materiais granulares, normalmente, os resultados dos ensaios triaxiais de carregamento repetido são apresentados em gráficos com os valores de módulo de resiliência calculados, no eixo das ordenadas em escala logarítmica, e nas abscissas, também em escala logarítmica, as pressões confinantes. O modelo de regressão estatística conhecido como  $k - \sigma_3$  é representado pelo modelo da equação (2.7):

$$Mr = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \quad (2.7)$$

Onde:

- $Mr$  é o módulo de resiliência
- $\sigma_3$  é a tensão confinante
- $k_1$  e  $k_2$  são parâmetros do modelo

Outro ajuste muito utilizado é o  $Mr-\theta$ , que relaciona o módulo de resiliência com a soma das tensões principais. Casagrande (2003) afirma que o modelo  $k-\theta$  apresenta resultados tão bons quanto os obtidos com o modelo  $k-\sigma_3$ . Este modelo é utilizado pelo programa de análise mecânica “Evercalc” (Everseries, 2005) normalizando-se o somatório das tensões principais pela pressão atmosférica. O modelo é apresentado pela equação (2.8).

$$Mr = k_1 \cdot \left( \frac{\theta}{P_{atm}} \right)^{k_2} \quad (2.8)$$

Onde:

- $Mr$  é o módulo de resiliência
- $\theta = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = \sigma_1 + 2 \cdot \sigma_3 = \sigma_d + 3 \cdot \sigma_3$
- $\sigma_1$  é a tensão principal maior
- $\sigma_2$  é a tensão principal intermediária
- $\sigma_3$  é a tensão principal menor
- $P_{atm}$  é a pressão atmosférica (101,4 kPa)
- $k_1$  e  $k_2$  são parâmetros do modelo

A experiência adquirida com ensaios de módulo de resiliência em materiais granulares mostra que, mesmo que as correlações obtidas com o modelo  $k-\sigma_3$  apresentem um bom coeficiente de determinação  $R^2$ , o módulo de resiliência frequentemente apresenta uma forte relação também com a tensão desvio. Sendo assim, é frequentemente utilizado um modelo de ajuste em função da tensão desvio e da pressão confinante, comumente denominado modelo composto. O modelo descrito é apresentado pela equação (2.9).

$$Mr = k_1 \cdot \sigma_d^{k_2} \cdot \sigma_3^{k_3} \quad (2.9)$$

Onde:

- $Mr$  é o módulo de resiliência
- $\sigma_3$  é a pressão confinante
- $\sigma_d$  é a tensão desvio
- $k_1$ ,  $k_2$ , e  $k_3$  são parâmetros do modelo

#### 2.2.1.2 A experiência internacional

A experiência internacional no assunto é vasta e ensaios de módulo de resiliência em agregados têm sido realizados em diversos países do mundo. Porém este item limita-se a revisar alguns trabalhos de destaque, especialmente em casos que o estudo englobe também as deformações permanentes e os parâmetros de resistência ao cisalhamento. São apresentadas algumas características dos ensaios realizados a fim de possibilitar comparações com a metodologia brasileira.

Hicks (1970) investigou as propriedades de materiais para bases granulares que contribuem para a resposta resiliente da estrutura de pavimentos. Para o seu estudo laboratorial foi formulado um programa experimental com o objetivo de determinar a influência de fatores como peso específico aparente seco, granulometria (porcentagem passante na peneira 200) e grau de saturação, no comportamento resiliente de dois agregados. Foram medidos deslocamentos axiais e radiais. Para os dois materiais estudados a rigidez aumentou consideravelmente com o aumento da pressão confinante e aumentou levemente com o aumento da tensão axial. O coeficiente de Poisson aumentou com o alívio da pressão confinante e com o aumento do número de aplicações cíclicas de carga. O módulo de resiliência de materiais granulares mostrou-se dependente das variáveis estudadas. De forma geral, para um dado estado de tensões, o módulo de resiliência aumenta com o aumento do

peso específico aparente seco, com a diminuição da porcentagem passante na peneira 200 e com a diminuição do grau de saturação, sendo que a magnitude do aumento depende do tipo de agregado.

Uma discussão sobre os procedimentos de ensaio para determinação do módulo de resiliência, incluindo sugestões para seu aperfeiçoamento, consta no trabalho de Nazarian *et al.* (1996), que será resumido adiante. Com base em discussões acerca da bibliografia especializada, foram propostas por esses autores algumas modificações na metodologia de ensaio da norma americana AASHTO T294-92. A utilização de capeamento com “grout” na base e no topo dos corpos de prova mostrou-se mais eficiente para a homogeneização das superfícies de contato do corpo de prova com o cabeçote e pedestal da câmara triaxial, quando comparada com a tradicional seqüência de condicionamento prevista pela norma. A seqüência de aplicação de cargas também foi alterada, principalmente para evitar a utilização de tensões desvio elevadas simultaneamente com tensões confinantes baixas. As deformações dos corpos de prova foram medidas internamente com sensores de deslocamento sem contato. As deformações axiais foram medidas no terço médio do corpo de prova, a fim de minimizar os efeitos das tensões de cisalhamento que surgem junto ao capeamento. As deformações laterais foram medidas na metade da altura dos corpos de prova também com sensores de deslocamento sem contato e, sendo assim, o coeficiente de Poisson pode ser determinado. Para o estudo realizado foram compactados corpos de prova cilíndricos de diâmetro 150 mm e altura 300 mm utilizando-se um soquete de ensaio de compactação Proctor com 2,5 kg e altura de queda de 125 mm. A energia de compactação foi alcançada utilizando-se 6 camadas de espessura 50 mm e aplicando-se 25 golpes de soquete por camada. Foram utilizados na execução dos ensaios pulsos de carga com duração de 0,1 seg na freqüência de 1 Hz medidos por uma célula de carga com capacidade para 25 kN. Foi colocado em discussão o número de ciclos necessários para a determinação do módulo de resiliência. Assim, foram realizados ensaios com 5 ciclos e com 25 ciclos de carga em cada estado de tensões. Os resultados mostraram menos de 3% de diferença entre os procedimentos. Ensaio realizados em materiais comumente utilizados como base de pavimentos no Texas apresentaram módulos de resiliência variando principalmente com a tensão confinante, mas sem influência importante da tensão desvio. Os coeficientes de Poisson foram aproximadamente constantes para os diversos estados de tensões, apresentando valores entre 0,30 e 0,35, concordando com o disposto em Medina e Motta (2005), que sugere 0,35 como valor típico.

Os ensaios realizados por Garg e Thompson (1997) foram realizados com pulsos de carga de 0,1 s de duração e um período de descanso de 0,9 s. Após a fase de condicionamento (1000 ciclos a  $\sigma_3 = 103$  kPa e  $\sigma_d = 310$  kPa), foram aplicados 100 ciclos de carga para relações entre a tensão desvio e a tensão confinante ( $\sigma_d/\sigma_3$ ) de 2 e 3, medindo-se o módulo de resiliência a cada ciclo de carga. As tensões confinantes utilizadas foram 34, 69, 103 e 238 kPa. Os resultados obtidos foram ajustados segundo o modelo K- $\theta$  e o modelo composto, além de outros menos utilizados no Brasil.

Niekerk *et al.* (2000) avaliaram o comportamento elástico de agregados a diferentes graus de compactação. Foram utilizadas cargas cíclicas com frequência de 5 Hz e medidas, com auxílio de um transdutor do tipo LVDT, as deformações resilientes no terço médio do corpo de prova, em cada estado de tensões após 50 ciclos de carga. A dependência de Mr em relação ao estado de tensões foi considerada pelos modelos Mr- $\theta$ , além de outros menos utilizados no Brasil. Tensões confinantes de 12, 24, 36, 48, 60 e 72 kPa e relações  $\sigma_d/\sigma_3 = 2, 3, 4, 5, 6, 7$  e 8 compõem os estados de tensões avaliados. O efeito do grau de compactação no comportamento elástico dos materiais foi quantificado. Quando o grau de compactação aumentou de 97,3% para 105,2% os módulos de resiliência aumentaram de 130 para 260 kPa ( $\theta = 100$  kPa) e de 285 para 570 kPa ( $\theta = 800$  kPa).

Utilizando um equipamento triaxial de grande porte, Lekarp e Isacsson (2001) executaram ensaios de deformações resilientes em uma brita calcária, em concreto reciclado e em uma mistura areia-pedregulho. Foram utilizados corpos de prova de 50 x 100 cm compactados em 10 camadas com auxílio de um martelo vibratório. Os ensaios iniciaram com uma fase de condicionamento de 5000 ciclos e tensões confinantes variando de 10 a 100 kPa e tensões desvio de 5 a 600 kPa. As deformações resilientes foram medidas a cada 100 ciclos de carga, aplicados a uma frequência de 1 Hz, com pressões confinantes entre 10 e 220 kPa e tensões desvio entre 0 (somente  $\sigma_3$  cíclica) e 605 kPa. Os ensaios foram executados com pressões confinantes pulsantes ( $\sigma_3$  cíclico) e pressões confinantes constantes obtendo um comportamento muito semelhante, porém, com módulos de resiliência ligeiramente inferiores no caso de  $\sigma_3$  constante.

O trabalho de Jeon *et al.* (2008) descreve a utilização de concreto asfáltico reciclado em campo como camada de base granular. Foram realizados diversos ensaios triaxiais para a caracterização das possibilidades de utilização do material. Os corpos de prova foram

moldados em cinco camadas com diâmetro de 152,4 mm e altura de 300 mm utilizando um martelo vibratório. Nos ensaios de módulo de resiliência foi utilizado o modelo de ajuste generalizado do NCHRP (2004), apresentado pela equação 2.10. Este modelo é utilizado pelo programa M-E PDG 2002, já comentado no item 2.1.3. Os autores apresentam os parâmetros de regressão do modelo e os módulos de resiliência para o estado de tensões ( $\sigma_3 \times \sigma_d$ ) de 35 x 103 kPa, que variaram respectivamente entre 135 e 1135 kPa. Segundo Gudishala (2004) este estado de tensões corresponde a módulos de resiliência típicos para bases granulares.

$$Mr = k_1 \cdot P_{atm} \cdot \left( \frac{\theta}{P_{atm}} \right)^{k_2} \cdot \left( \frac{\tau_{oct}}{P_{atm}} + 1 \right)^{k_3} \quad (2.10)$$

Onde:

- Mr é o módulo de resiliência
- $P_{atm}$  é a pressão atmosférica
- $\theta$  é o somatório das tensões principais ( $\sigma_d + 3 \cdot \sigma_3$ )
- $\tau_{oct}$  é a tensão octaédrica  $\tau_{oct} = \frac{1}{3} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2}$
- $k_1$ ,  $k_2$ , e  $k_3$  são parâmetros do modelo

### 2.2.1.3 A experiência brasileira

O Brasil já acumula alguma experiência sobre o comportamento resiliente de agregados. Nada comparável com a experiência em solos e materiais asfálticos, mas ainda assim, vários trabalhos já foram desenvolvidos e o assunto vem ganhando importância no cenário nacional. Este item descreve uma série de trabalhos, informando os seus objetivos e conclusões, porém dando prioridade ao comportamento resiliente de agregados.

Espinosa (1987) realizou no Brasil ensaios triaxiais de carregamento repetido em britas utilizando corpos de prova de 10 x 20 cm. O autor verificou a grande influência da história de tensões, da pressão de confinamento e do grau de saturação no módulo de resiliência. Também, foi observado que o modelo k- $\theta$  não representa bem o comportamento resiliente das britas estudadas e que a melhor solução é utilizar modelos de regressão a múltiplas variáveis como os apresentados pelas equações (2.11) e (2.12).

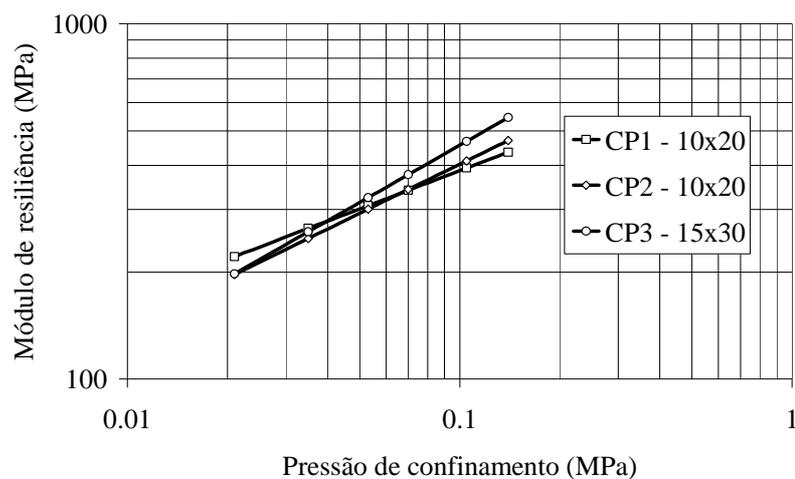
$$Mr = k_1 \cdot \theta^{k_2} \cdot \varepsilon_a^c \quad (2.11)$$

$$Mr = k_1' \cdot \theta^{k_2'} \cdot \sigma_d^{c'} \quad (2.12)$$

Onde:

- $Mr$  é o módulo de resiliência
- $\theta$  é o somatório das tensões principais
- $\varepsilon_a$  é a deformação axial resiliente
- $\sigma_d$  é a tensão desvio
- $k_1, k_2, c, k_1', k_2'$  e  $c'$  são parâmetros de regressão estatística

O trabalho de Motta (1991) apresentou uma consolidação dos estudos de mecânica dos pavimentos realizados na COPPE/UFRJ até a ocasião. Foi proposto um método de dimensionamento de pavimentos flexíveis considerando: fatores climáticos, capacidade de suporte, fadiga e conceitos de confiabilidade. Foram realizados ensaios de módulo de resiliência em diversos materiais, sendo de especial interesse para esta tese os resultados obtidos para britas. Os ensaios realizados em uma brita de granito-gnaiss foram realizados em corpos de prova de 10 cm de diâmetro por 20 cm (10 x 20 cm) de altura e 15 cm de diâmetro por 30 cm de altura (15 x 30 cm). Os resultados obtidos são apresentados na Figura 2.4. Foram observadas curvas de módulo de resiliência versus pressão de confinamento muito próximas, porém o corpo de prova maior apresentou maior dependência da pressão de confinamento.



**Figura 2.4** - Módulos de resiliência para uma brita de granito-gnaiss (adaptado de Motta, 1991)

A pesquisa desenvolvida por Macêdo (1996) utilizou os dados e materiais obtidos para o projeto de reforço da rodovia BR 418 em Minas Gerais, para a construção de seções experimentais e na rodovia SP 70 no estado de São Paulo. Uma série de ensaios de campo e de laboratório foi realizada, sendo que os ensaios de módulo de resiliência em materiais granulares foram especialmente importantes para este estudo. Os 25 ensaios realizados para o material de base da BR 418 apresentaram parâmetros médios para o modelo granular (equação 2.7) em MPa de:  $k_1 = 1281$  e  $k_2 = 0,591$ . Os 8 resultados para a SP 70 e para o trecho experimental apresentaram parâmetros médios:  $k_1 = 879$  e  $k_2 = 0,331$ . O trabalho também faz algumas sugestões de mudança no método DNER ME 131/94 para a obtenção do módulo de resiliência em solos. O método proposto inclui alterações em aspectos relacionados à montagem do ensaio, características do equipamento e procedimentos de ensaio. É sugerida a utilização de procedimentos de ensaio semelhantes aos da norma AASHTO TP 46/94 classificando os materiais segundo a camada a que se destinam e não como coesivos e granulares. Desta forma os materiais de subleito seriam submetidos a estados de tensões mais baixos em relação aos materiais de base e sub-base. Também são sugeridos tamanhos para os corpos de prova de acordo com a granulometria do material utilizado, além de outros detalhamentos.

Uma comparação entre dois métodos de dimensionamento de pavimentos asfálticos, o método empírico do DNER e o método da resiliência da COPPE/UFRJ, foi realizada por Benevides (2000). Para isso foram realizados ensaios de módulo de resiliência em materiais de revestimento, base, sub-base e subleito das rodovias BR 116, CE 040 e CE 060 em trechos localizados no estado do Ceará. O material utilizado como base dos pavimentos foi uma mistura de solo/brita nas proporções de 60/40% ou 40/60%. A Tabela 2.9 apresenta os parâmetros de regressão obtidos para o modelo granular (equação 2.7) e também a porcentagem da mistura para cada trecho. A comparação entre os métodos mostrou resultados semelhantes, onde as espessuras propostas pelo método do DNER atenderam os critérios do método da resiliência. Porém, o trabalho chama atenção para a versatilidade do método da resiliência da COPPE/UFRJ que permite melhor explorar as potencialidades de cada material, ao contrário do método do DNER que não faz distinção entre materiais de sub-base com ISC 20% ou 40%, por exemplo.

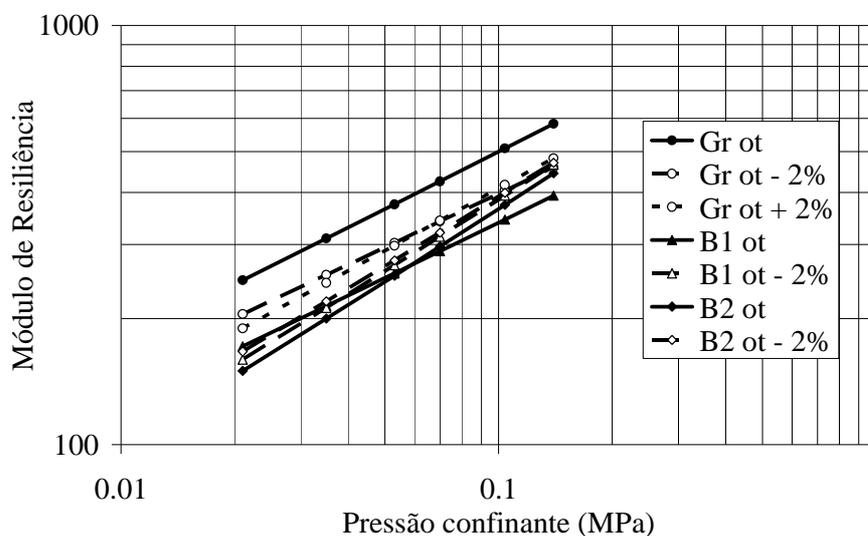
**Tabela 2.9** - Parâmetros obtidos por Benevides (2000) para o modelo granular (MPa)

<b>Trecho</b>	<b>Mistura Solo/Brita</b>	<b>K1</b>	<b>K2</b>
CE 040	40/60%	1430	0,6250
CE 060	60/40%	969	0,3021
BR 116	60/40%	1112	0,4429

Ferreira (2002-a) confeccionou e analisou um banco de dados de ensaios triaxiais de carregamento repetido para módulo de resiliência. Os ensaios são relativos ao período de 1978 a 2000, totalizando 583 amostras. A análise foi realizada no sentido de avaliar o erro dos modelos mais utilizados em relação aos resultados dos ensaios. A base de dados engloba materiais de diversas localidades do Brasil e alguns de Iquitos no Peru. Foram analisados resultados desde solos coesivos a britas de diversas granulometrias, solos lateríticos e diversos tipos de misturas de solos não tratados quimicamente. Também, foram realizadas diversas correlações entre os parâmetros dos modelos para o módulo de resiliência com outros parâmetros geotécnicos. O autor conclui que o modelo composto apresenta vantagens significativas em relação aos modelos ditos convencionais  $k-\sigma_3$ ,  $k-\sigma_d$  e  $k-\theta$  e sugere que tais modelos não sejam mais utilizados. Quanto às correlações dos parâmetros dos modelos de módulo de resiliência com outros parâmetros geotécnicos, os resultados obtidos demonstraram a impossibilidade da utilização de tais correlações para a estimativa do módulo de resiliência.

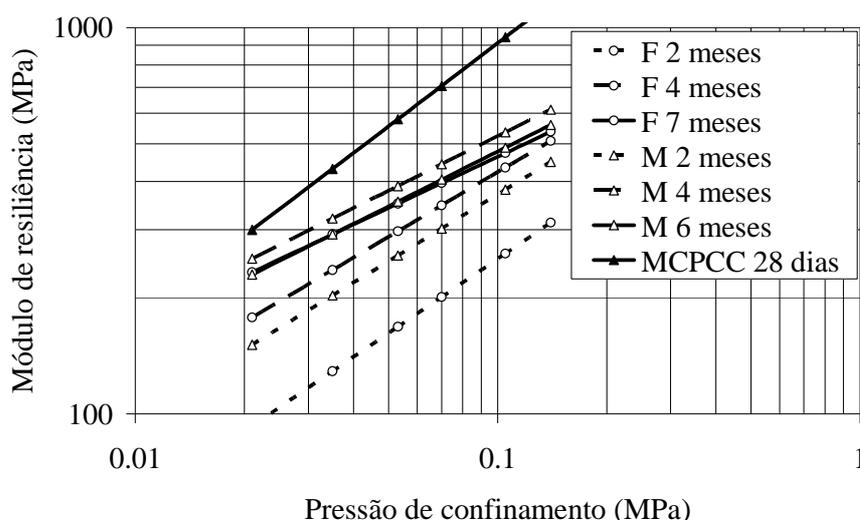
As propriedades resilientes de três britas utilizadas em pavimentação foram avaliadas por Marmitt (2002). Foram estudadas: uma brita de granito (GR) proveniente de Biguaçu/SC, uma brita de basalto proveniente de Frederico Westphalen/RS (B1) e outra brita de basalto proveniente de Estância Velha/RS (B2). Foram obtidos os módulos de resiliência em 74 ensaios para os materiais compactados no teor de umidade ótima e 2% abaixo do teor de umidade ótima, sendo que para a brita de granito também foi avaliada a situação 2% acima da umidade ótima. Entre os materiais avaliados a brita de granito apresentou os maiores módulos de resiliência, tanto abaixo como acima do teor de umidade ótima, em relação às britas de basaltos cujos resultados se assemelharam. Nas avaliações realizadas a 2% abaixo do teor de umidade ótima, os valores de módulo de resiliência tenderam a diminuir e a aproximar-se entre si, sendo que, para as britas de basalto, a influência foi pequena. Observou-se que, para

as britas de basalto, os módulos de resiliência foram maiores para a compactação na condição de 2% abaixo do teor de umidade ótima. A Figura 2.5 ilustra os comportamentos descritos.



**Figura 2.5** - Módulos de resiliência para britas (adaptado de Marmitt, 2002)

O emprego de agregados de escória de aciaria elétrica em camadas de pavimentos foi estudado por Rohde (2002). Foram utilizados dois materiais resultantes do processo de fabricação de aço em uma siderúrgica localizada na região metropolitana de Porto Alegre. Um dos materiais foi obtido de um forno elétrico (F) e o outro foi uma mistura (M) deste primeiro com o obtido em um forno-panela. Foi verificado ser necessário corrigir a granulometria dos materiais britados para enquadrá-los na faixa “C” do DNER, melhorando a trabalhabilidade e o desempenho. Observou-se a necessidade da permanência do material em pilhas de estocagem por um período de pelo menos 4 meses, para diminuir o potencial expansivo e aumentar os módulos de resiliência. Também foram realizados estudos sobre a incorporação de cinza pesada e cal de carbureto à escória corrigida granulometricamente. A Figura 2.6 apresenta os resultados de módulo de resiliência obtidos para os dois materiais com diferentes tempos de estocagem. A curva de módulo de resiliência, para os teores de aditivos considerados “ótimos”, também é apresentada. Foi observado que, de forma geral: (i) os módulos de resiliência da mistura (M) são superiores aos obtidos para a escória oriunda de forno elétrico (F) nos respectivos tempos de estocagem, (ii) para maiores tempos de estocagem os módulos de resiliência aumentam e (iii) os aditivos aumentaram de forma substancial os módulos observados, bem como a sua dependência da pressão de confinamento.

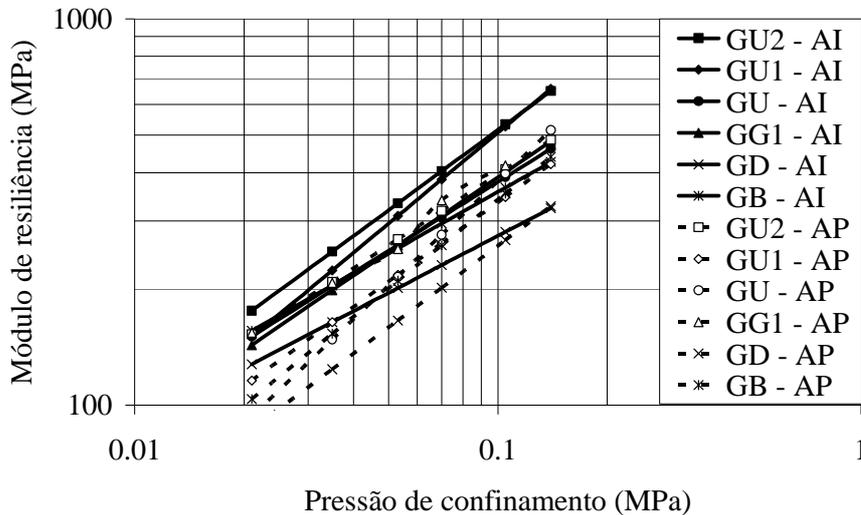


**Figura 2.6** - Módulos de resiliência para agregados de escória de aciaria elétrica (adaptado de Rohde, 2002)

A influência do teor de finos (material passante na peneira nº 4) no módulo de resiliência e na condutividade hidráulica de britas foi estudada por Casagrande (2003). Os materiais utilizados foram britas de basalto provenientes de uma pedreira localizada no km 30 da BR 290/RS. Dos materiais originais foram compostas 6 granulometrias desde as mais uniformes até as mais densas, passando pela bem graduada. Também foi avaliado o efeito do escalpo (corte da granulometria graúda na fração superior a 19 mm) nas amostras ensaiadas. As amostras sem escalpo foram denominadas integrais (AI) e as com escalpo parciais (AP). A Figura 2.7 apresenta os resultados obtidos. Foi observado que os módulos de resiliência obtidos para as amostras parciais foram ligeiramente inferiores aos das amostras integrais. Os valores mais baixos foram registrados para a granulometria densa (GD) e os mais elevados para as duas granulometrias mais uniformes (GU2 e GU1). Os demais resultados apresentaram-se muito próximos entre si na região intermediária do gráfico, especialmente para as amostras integrais. Quanto à condutividade hidráulica, foi verificado que a diminuição do teor de finos implica em notáveis aumentos na condutividade hidráulica. O autor recomenda as granulometrias GU2 e GU1 para utilização em bases de pavimentos, embora não tenham sido realizadas avaliações quanto às deformações permanentes.

O trabalho de Ramos (2003) contribuiu para o avanço na elaboração de um catálogo de pavimentos para o município do Rio de Janeiro. Os esforços foram no sentido de estabelecer o comportamento resiliente dos materiais disponíveis para obras em diversas regiões da cidade e verificar o seu comportamento mecânico como camada estrutural de

pavimentos. Foram executados ensaios triaxiais de módulo de resiliência para diversos solos, pós de pedra e britas. Foram estabelecidos passos para a elaboração do catálogo levando em consideração o módulo de resiliência do subleito, o tráfego e resultados de análises mecânicas.

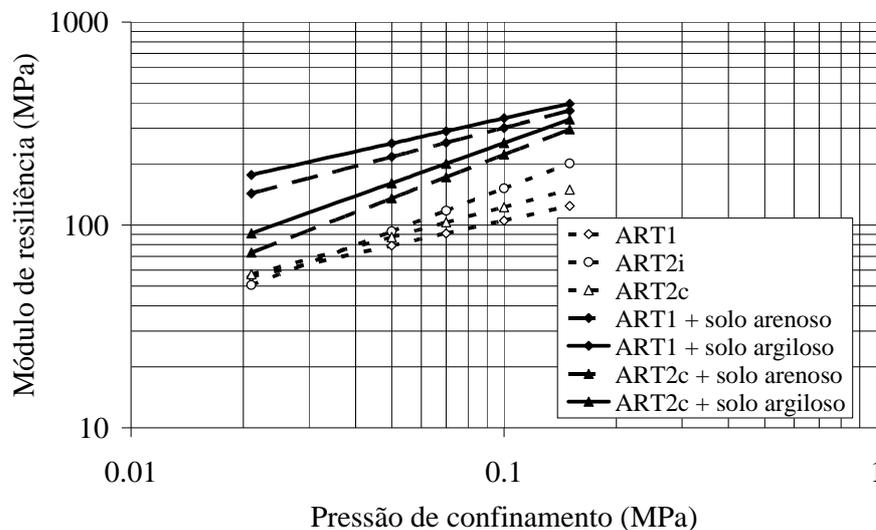


**Figura 2.7** - Módulos de resiliência para britas com diversos teores de finos (adaptado de Casagrande, 2003)

Uma abordagem para análise de ferrovias segundo os preceitos da mecânica dos pavimentos foi efetuada por Spada (2003). Foram abordados os estados de tensões nos trilhos, dormentes, lastro e subleito de diversos trechos ferroviários. Neste caso são de especial interesse as análises dos agregados utilizados como lastro das ferrovias. Estes materiais foram submetidos a ensaios triaxiais de módulo de resiliência em corpos de prova de 10 cm de diâmetro por 20 cm de altura e de 15 cm de diâmetro por 30 cm de altura. Foram obtidos resultados diversos em materiais cujos coeficientes de uniformidade variaram entre 13 e 1105, portanto com características bem distintas. O autor observou que o tamanho máximo de partícula não é um fator significativo no comportamento resiliente desse tipo de agregado, quando o material possui finos preenchendo os vazios. As simulações envolvendo os módulos de resiliência obtidos em laboratório em conjunto com os métodos numéricos utilizados conduziram a valores comparáveis de módulo de via e deflexões medidas com viga Benkelman.

O comportamento resiliente de agregados reciclados a partir de resíduos da fabricação de telhas foi estudado por Dias (2004), bem como a sua aplicabilidade em camadas de pavimentos de baixo custo. Foram estudadas três granulometrias para o material obtido em

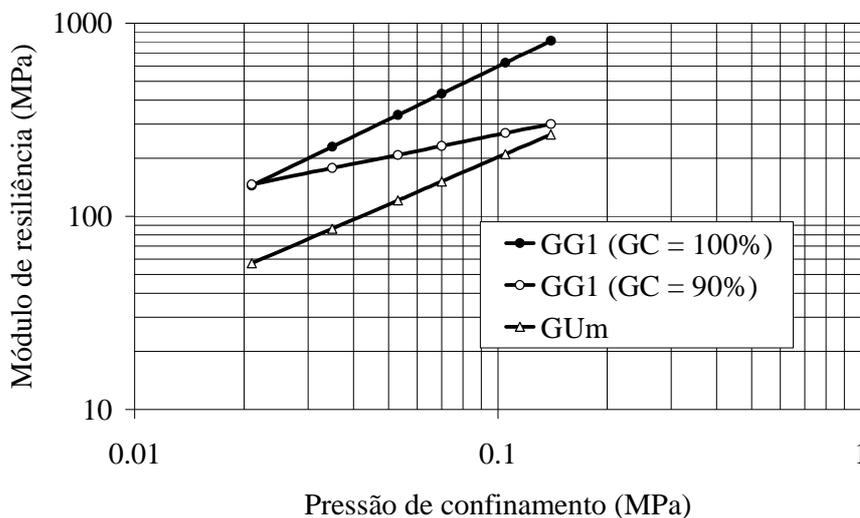
indústrias do município de Monte Carmelo/MG. Após a coleta do material, foram realizadas duas etapas de britagem. A primeira etapa deu origem a um dos materiais estudados (ART<sub>1</sub>), composto basicamente por partículas passantes na peneira de 12,5 mm até o pó. A segunda etapa deu origem a outros dois materiais estudados. O primeiro deles (ART<sub>2i</sub>) foi um agregado passante na peneira de 12 mm até o pó (semelhante ao anterior) e o segundo (ART<sub>2c</sub>) foi este mesmo material preparado em laboratório de modo a restringir as partículas entre as peneiras 12,5 e 0,6 mm. Nenhum dos materiais obtidos apresentou módulos de resiliência elevados, porém, quando foram misturados com 30 a 40% de solos locais, os valores de módulo de resiliência melhoraram sensivelmente. A Figura 2.8 apresenta os resultados obtidos pelo autor para a tensão desvio de 200 kPa, porém observou-se que, para as demais tensões desvio utilizadas, os resultados foram muito semelhantes. É possível observar que a adição de solo ao agregado reciclado melhorou sensivelmente os seus módulos de resiliência, especialmente para o agregado ATR<sub>1</sub>, resultante da primeira etapa da britagem. Também foi observado que o efeito da utilização de solo argiloso foi ligeiramente mais pronunciado em relação ao solo arenoso.



**Figura 2.8** – Módulos de resiliência para agregados reciclados de telhas (adaptado de Dias, 2004)

O comportamento mecânico de britas para pavimentação foi estudado por Malysz (2004). Os modelos de módulo de resiliência obtidos para uma brita graduada simples denominada GG1 (com tamanho máximo de partícula de 1”), com grau de compactação de 90 e 100% e uma brita uniforme miúda denominada GUm (com diâmetro máximo de partícula de ½”) são apresentados na Figura 2.9. A granulometria GG1 é a mesma utilizada

por Casagrande (2003), porém neste caso os parâmetros de compactação foram obtidos sem o corte da fração mais graúda (escalpo). Foi observado o forte efeito da compactação no comportamento da brita GG1, principalmente para os estados de tensões mais elevados. A brita GUm apresentou módulos de resiliência bem inferiores, com valores da ordem de 50 MPa para a pressão de confinamento de 0,021 MPa. Também foi avaliada a variação dos módulos de resiliência com o número de ciclos de carga. De forma geral, para níveis de tensão desvio mais baixos, os módulos de resiliência apresentaram um acréscimo de cerca de 100 kPa com os ciclos de carga, seguido de estabilização dos valores. Para níveis mais elevados de tensão desvio, os módulos de resiliência apresentaram um decréscimo nos valores seguido de um enrijecimento, em geral retomando o seu valor inicial.

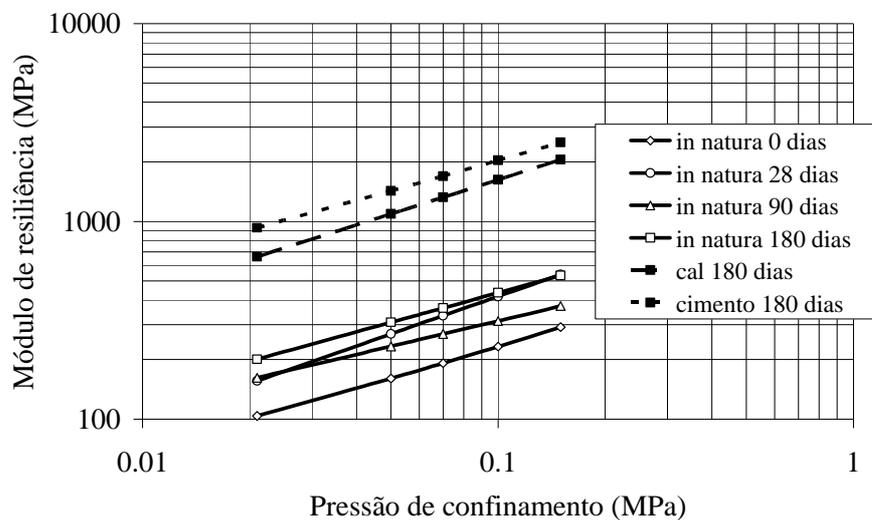


**Figura 2.9** – Módulos de resiliência para britas (adaptado de Malysz, 2004)

Também na linha de reciclagem, Motta (2005) avaliou a utilização de agregados reciclados de resíduos sólidos da construção civil. O material avaliado foi proveniente da usina recicladora da prefeitura municipal da cidade de São Paulo. A análise da sua composição mostrou a presença de concreto, argamassa, brita, telha, tijolo, piso, azulejo, telha de amianto e material fino, em diferentes proporções. A Figura 2.10 apresenta a evolução média dos módulos de resiliência com o tempo de cura, bem como o efeito médio da adição de cal ou cimento *Portland* nos módulos de resiliência do agregado reciclado com 180 dias de cura. Os resultados dos ensaios de módulo de resiliência apresentaram resultados da ordem de 100 a 300 MPa que aumentaram para 200 a 700 MPa quando submetidos à cura por 180 dias. Quando foi adicionado cal ou cimento *Portland* os valores de módulo de resiliência

alcançaram valores entre 700 a 2000 MPa e 900 a 3000 MPa respectivamente, quando submetidos à cura por 180 dias.

No trabalho de Fernandes e Motta (2005) foi avaliado o comportamento resiliente de agregados reciclados de resíduos de construção e demolição. Foram avaliados materiais compactados, nas energias intermediária ou modificada, enquadrando-se na Faixa D do DNER. Os modelos obtidos para o comportamento resiliente dos agregados oriundos das cidades do Rio de Janeiro e Belo Horizonte são apresentados pelas equações (2.13) e (2.14) respectivamente. O trabalho é detalhadamente descrito em Fernandes (2004) apresentando modelos para outras 9 composições de agregados.



**Figura 2.10** – Evolução dos módulos de resiliência do agregado reciclado com o tempo de cura e adição de cal ou cimento *Portland* (adaptado de Motta, 2005)

$$Mr = 528 \cdot \sigma_3^{0,47} \cdot \sigma_d^{-0,24} \quad (2.13)$$

$$Mr = 550 \cdot \sigma_3^{0,47} \cdot \sigma_d^{-0,29} \quad (2.14)$$

Onde:

- $Mr$  é o módulo de resiliência
- $\sigma_3$  é a pressão de confinamento
- $\sigma_d$  é a tensão desvio

O estudo de Motta (2005) sobre a utilização de agregados reciclados de resíduos sólidos da construção civil teve prosseguimento com o trabalho de Leite (2007). A continuidade compreendeu ensaios de campo e laboratório, bem como a execução e monitoramento de um trecho experimental. O material utilizado foi proveniente da usina recicladora de Santo André e possui na sua composição praticamente os mesmos materiais verificados por Motta (2005) no material da usina de São Paulo, porém com porcentagens diferentes de cada um. Foram obtidos dois modelos de módulo de resiliência: um para a energia intermediária e outro para a energia modificada, conforme as equações (2.15) e (2.16) respectivamente. Os módulos variaram de 160 a 440 MPa e 200 a 500 MPa para as energias intermediária e modificada respectivamente. Os resultados mostraram que o material reciclado, quando bem compactado, comporta-se como uma brita graduada simples.

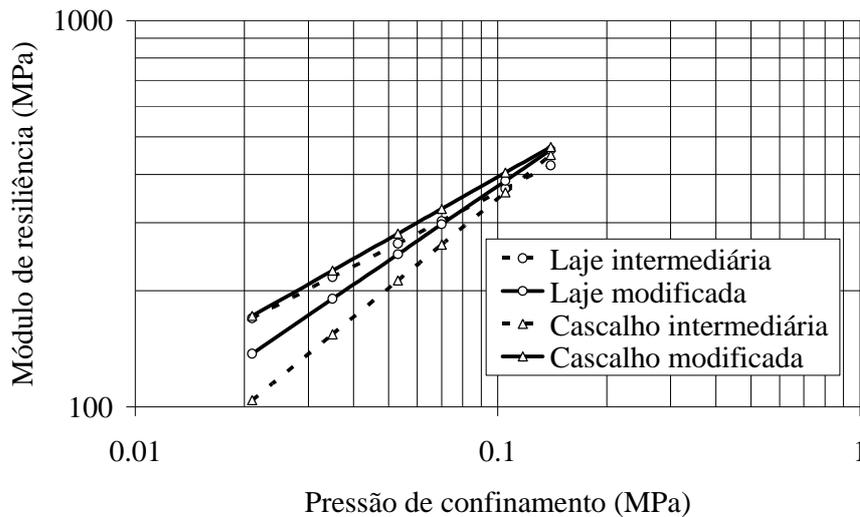
$$Mr = 953 \cdot \sigma_3^{0,4716} \quad (2.15)$$

$$Mr = 1032 \cdot \sigma_3^{0,4367} \quad (2.16)$$

Onde:

- Mr é o módulo de resiliência
- $\sigma_3$  é a pressão de confinamento

O comportamento mecânico de rejeitos do garimpo de ametista foi estudado por Retore (2005). Foram avaliados dois materiais denominados “cascalho” e “laje”, ambos basaltos alterados. Ainda que a produção anual seja pequena, a quantidade de material disponível é grande, pois nunca foi aproveitado antes. Como parte da avaliação dos materiais foram realizados ensaios triaxiais de módulo de resiliência para as energias de compactação intermediária e modificada. Os resultados mostraram pouca influência da energia de compactação para a laje, que chegou a apresentar módulos de resiliência mais baixos para a energia modificada nos estados de tensões mais baixos. No cascalho, o efeito da energia de compactação foi mais pronunciado, principalmente nos estados de tensões mais baixos. A Figura 2.11 ilustra os comportamentos descritos. Foi sugerida a utilização do material designado laje como sub-base de pavimentos e o cascalho como base ou sub-base, porém recomendando uma boa drenagem e impermeabilização.

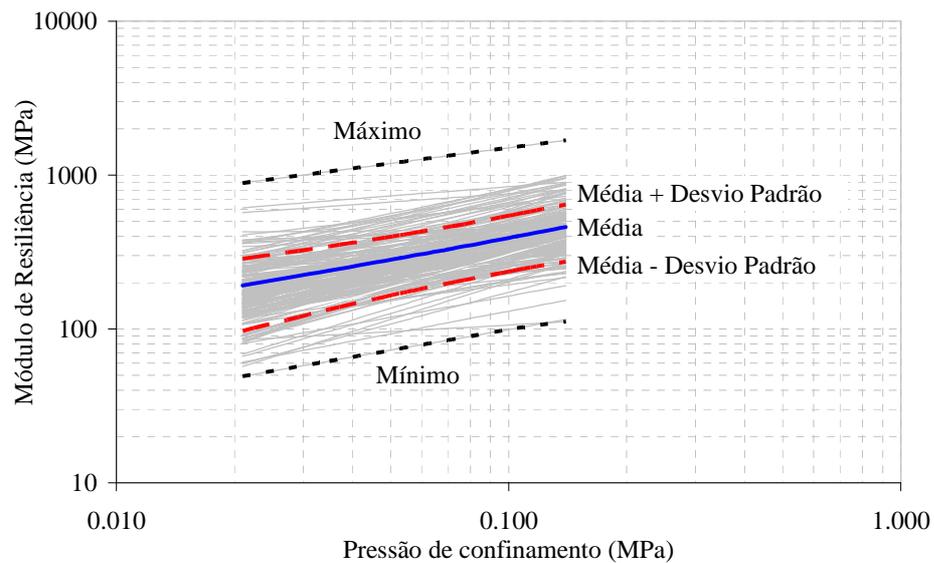


**Figura 2.11** – Módulos de resiliência para os rejeitos do garimpo de ametista (adaptado de Retore, 2005)

#### 2.2.1.4 Considerações finais

Este item revisou resultados de ensaios de módulo de resiliência de agregados provenientes de diversas regiões do Brasil. A experiência nacional no assunto vem aumentando, especialmente quando se trata de agregados reciclados e aproveitamento de resíduos. Foram discutidos resultados experimentais, análises e conclusões de diversas dissertações de mestrado e teses de doutorado sobre o assunto. Analisando todos os trabalhos em conjunto é possível ter uma visão geral sobre o comportamento resiliente dos agregados brasileiros.

Assim, a Figura 2.12 apresenta os resultados de ensaios de módulo de resiliência em agregados de todos estes trabalhos. Neste caso foi utilizado o modelo  $MR-\sigma_3$  sugerido pelo método DNER ME 131/94. Os resultados originalmente apresentados segundo outros modelos, foram transformados para uniformizar a apresentação na Figura 2.12. A análise estatística apresenta: (i) a curva média, (ii) a curva média mais o desvio padrão, (iii) a curva média menos o desvio padrão, (iv) a curva mínima e (v) a curva máxima. A análise estatística foi realizada para os módulos de resiliência referentes a cada pressão de confinamento sugerida pelo DNER ME 131/94 e posteriormente foram obtidas as curvas por regressão estatística. Os coeficientes de regressão são apresentados na Tabela 2.10.



**Figura 2.12** – Módulos de resiliência de agregados brasileiros e estatística descritiva

**Tabela 2.10** - Parâmetros para o modelo da equação (2.7) segundo a análise estatística da Figura 2.12

Curva	K1	K2	Pressão de confinamento (MPa)					
			0,021	0,035	0,053	0,07	0,104	0,140
Módulos de resiliência (MPa)								
Média	1133	0,4626	191	239	289	329	399	460
Desvio padrão	-	-	94	105	118	131	158	185
Média + desv. pad.	1469	0,4299	286	344	407	460	558	645
Média – desv. pad	828	0,547	97	134	170	198	241	274
Máxima	3264	0,337	888	1055	1213	1332	1527	1683
Mínima	267	0,4356	49	62	75	84	101	111

Observando-se os resultados da Tabela 2.10 pode-se ter a errada impressão de que as declividades das curvas não variam muito. Porém, deve-se atentar para o fato de que estes modelos foram obtidos a partir dos módulos de resiliência de cada ensaio, em cada pressão de confinamento, sem levar em consideração a declividade de cada curva. Esta análise permite criar uma região em que é mais provável que os módulos de britas e agregados se situem (neste caso, entre as curvas da média mais o desvio padrão e da média menos o desvio padrão).

Para permitir a verificação da variação dos parâmetros k1 e k2 diretamente, outra análise é proposta, calculando os parâmetros da estatística descritiva diretamente dos valores

de  $k_1$  e  $k_2$  de cada ensaio. A Tabela 2.11 apresenta a estatística descritiva assim calculada. Esta análise pode demonstrar toda a variabilidade que estes parâmetros podem expressar, porém não permite determinar uma região na qual a presença das curvas seja mais freqüente. Neste caso, os resultados devem ser analisados para  $k_1$  ou  $k_2$  individualmente, não sendo possível analisar o par. Observa-se, nos resultados apresentados, que o parâmetro  $k_1$  variou entre 147 e 4842 e que o parâmetro  $k_2$  pode assumir valores desde muito próximos a zero até maiores que 1, embora seja mais provável encontrar valores entre 505 e 2100 e entre 0,2850 e 0,6661 para  $k_1$  e  $k_2$ , respectivamente. Observa-se que os parâmetros médios calculados pelos dois métodos de análise são muito semelhantes, porém os demais devem ser escolhidos em função dos objetivos da simulação.

**Tabela 2.11** - Parâmetros para o modelo da equação (2.7) segundo a análise estatística de cada ensaio

<b>Curva</b>	<b>K1</b>	<b>K2</b>
Média	1302	0,4755
Desvio padrão	797	0,1906
Média + desv. pad.	2099	0,6661
Média – desv. pad	505	0,285
Máxima	4842	1,03
Mínima	147	0,02

### 2.2.2 Ensaio triaxiais de resistência ao cisalhamento

Este item visa apresentar alguns aspectos relativos à resistência ao cisalhamento, desde a sua conceituação até resultados típicos. Assim são descritos aspectos gerais sobre os parâmetros de resistência no sentido de defini-los e apresentar os métodos de análise mais utilizados. Também é descrita a experiência internacional e brasileira na execução e interpretação de ensaios triaxiais convencionais. Por fim são descritos os principais aspectos observados com relação à resistência ao cisalhamento de agregados.

#### 2.2.2.1 Aspectos gerais

Os ensaios triaxiais convencionais não são de uso comum em pavimentação. Porém a sua utilização vem aumentando na medida em que mais modelos de comportamento mecânico são propostos. Este tipo de ensaio permite a utilização de uma série de conceitos da mecânica

dos solos clássica em pavimentação. Alguns métodos de projeto, como o do Estado do Texas e o da República Sul Africana, utilizam os parâmetros de resistência ao cisalhamento no dimensionamento de pavimentos. Além disso, muitas vezes, a resistência ao cisalhamento é utilizada na definição dos estados de tensões de ensaios triaxiais de deformações permanentes e na sua interpretação.

Os ensaios triaxiais estáticos têm o objetivo de determinar a resistência ao cisalhamento dos materiais. Define-se por resistência ao cisalhamento a tensão de cisalhamento atuante no plano de ruptura, no instante da ruptura e entende-se por ensaio triaxial convencional aquele onde o corpo de prova é submetido a uma trajetória de tensões iniciando por uma compressão isotrópica, até atingir a pressão de confinamento desejada, seguida pela aplicação de uma tensão desvio até a ruptura por cisalhamento.

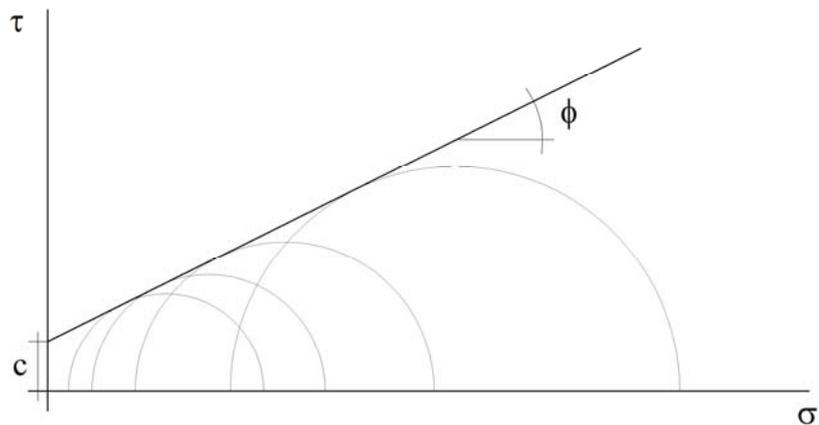
O comportamento quanto à ruptura é representado pelos parâmetros de resistência ao cisalhamento de Mohr-Coulomb: intercepto coesivo efetivo ( $c'$ ) e ângulo de atrito interno efetivo ( $\phi'$ ), segundo a equação (2.17). A tensão vertical de ruptura ( $\sigma_{1f}$ ) é determinada a partir de  $c'$  e  $\phi'$  e também da tensão confinante efetiva ( $\sigma_3'$ ), segundo a equação (2.18). O diagrama de Mohr-Coulomb (Figura 2.13), com os círculos de Mohr representados, é comumente utilizado para a interpretação destes ensaios.

$$\tau = c' + \sigma \cdot \tan \phi' \quad (2.17)$$

$$\sigma_{1,f} = \frac{(1 + \sin \phi') \cdot \sigma_3' + 2 \cdot c' \cdot \cos \phi'}{(1 - \sin \phi')} \quad (2.18)$$

Onde:

- $\tau$  é a tensão de cisalhamento
- $c'$  é o intercepto coesivo efetivo
- $\phi'$  é o ângulo de atrito interno efetivo
- $\sigma$  é a tensão normal para a qual a envoltória de resistência ao cisalhamento tangencia o círculo de Mohr
- $\sigma_{1,f}$  é a tensão vertical de ruptura
- $\sigma_3$  é a pressão de confinamento



**Figura 2.13** – Definição dos parâmetros de resistência ao cisalhamento de Mohr-Coulomb

Lambe e Whitman (1969) afirmam que podem ser utilizados, de forma alternativa, diagramas p-q para apresentar os resultados dos ensaios triaxiais. Os pontos q e p, utilizados para o cálculo dos parâmetros de resistência ao cisalhamento, correspondem ao pico das curvas de tensão desvio versus deformação axial e são definidos pelas equações (2.19) e (2.20) respectivamente. A curva ajustada através desses pontos é chamada linha  $k_f$ . A envoltória de Mohr-Coulomb ou a linha  $k_f$  podem ser usadas indistintamente. Porém, quando são feitos vários ensaios em série, é mais usual utilizar-se a linha  $k_f$ , pois, é mais fácil ajustar uma curva aos pontos do diagrama p-q correspondentes à ruptura do que tangenciar diversos círculos de Mohr de ruptura justapostos.

Dos diagramas p-q são obtidos os parâmetros “a” e “ $\alpha$ ” e não os parâmetros de resistência ao cisalhamento tradicionais da envoltória de Mohr-Coulomb. A linha  $k_f$  é apresentada na forma genérica pela equação (2.21). As relações entre os parâmetros da curva  $k_f$  e os parâmetros de resistência ao cisalhamento da envoltória de Mohr-Coulomb são apresentadas pelas equações (2.22) e (2.23). A Figura 2.14 ilustra genericamente um diagrama p-q e os seus parâmetros de resistência ao cisalhamento.

$$q = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad (2.19)$$

$$p = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \quad (2.20)$$

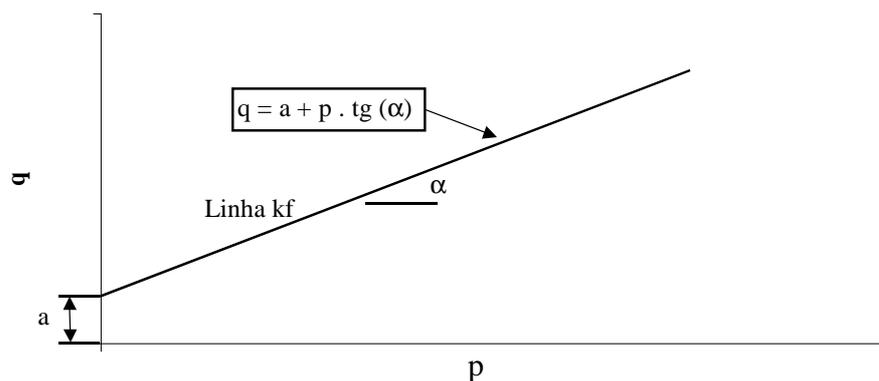
$$q = a + p \cdot \operatorname{tg}(\alpha) \quad (2.21)$$

$$\operatorname{sen}(\phi) = \operatorname{tg}(\alpha) \quad (2.22)$$

$$c' = \frac{a}{\cos(\phi)} \quad (2.23)$$

Onde:

- $q$  é a metade da tensão desvio
- $p$  é a média das tensões principais
- $\sigma_1$  é a tensão vertical
- $\sigma_3$  é a pressão de confinamento
- $a$  e  $\alpha$  são os parâmetros de resistência do diagrama  $q$  x  $p$
- $c$  e  $\phi$  são o intercepto coesivo e o ângulo de atrito interno



**Figura 2.14** – Diagrama p-q (Lambe e Whitman, 1969)

### 2.2.2.2 A experiência internacional

O comportamento de materiais granulares, quanto a deformações permanentes, no ensaio triaxial de carregamento repetido pode ser representado a partir da razão entre a tensão vertical cíclica aplicada ( $\sigma_1$ ) e a tensão vertical de ruptura obtida no ensaio triaxial convencional ( $\sigma_{1,f}$ ). Autores como Lekarp *et al.* (1996), Garg e Thompson (1997), Niekerk *et al.* (2000) e Theyse (2000) utilizaram resultados de ensaios triaxiais estáticos para definir os níveis de tensão desvio aplicados em ensaios de deformações permanentes sob cargas repetidas. No Brasil, Malysz (2004) não obteve bons resultados utilizando esta relação.

Lekarp *et al.* (1996) estudaram o comportamento quanto a deformações permanentes de diversos agregados comumente utilizados como sub-bases de pavimentos no Reino Unido, tais como: granodiorito, calcário, resíduos de ardósia, uma mistura de areia e pedregulho e uma areia. Nesse estudo, os parâmetros de resistência ao cisalhamento dos agregados foram determinados a partir de ensaios triaxiais convencionais em corpos de prova de 15 x 30 cm. Os resultados obtidos variaram entre 49 e 145 kPa e entre 58 e 67°, para o intercepto coesivo e para o ângulo de atrito interno, respectivamente, conforme a Tabela 2.12. Os agregados britados mostraram envoltórias de resistência ao cisalhamento similares e interceptos coesivos relativamente altos. A areia mostrou resistência ao cisalhamento bem mais baixa, assim como o intercepto coesivo também foi baixo. A mistura areia-pedregulho apresentou propriedades intermediárias.

**Tabela 2.12** – Parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos por Lekarp *et al.* (1996)

<b>Natureza do agregado</b>	<b>c` (kPa)</b>	<b>ϕ` (°)</b>
Granodiorito	76	55
Calcário	79	59
Resíduo de ardósia	82	49
Areia-pedregulho	25	39
Areia	5	29

Seis composições granulométricas foram utilizadas como base e sub-base dos pavimentos estudados no projeto de pesquisa rodoviária do estado americano de Minnesota (*Mn/Road Project*). Garg e Thompson (1997) determinaram os parâmetros de resistência ao cisalhamento desses agregados a partir de ensaios que denominaram ensaios triaxiais de cisalhamento rápido. Essa denominação foi dada devido à alta velocidade de deformações axiais utilizada (12,5% /s). Os ensaios foram realizados em corpos de prova de 15 x 30 cm a tensões confinantes de 34, 69, 103, 138 e 207 kPa, obtendo-se coesões de 48 a 124 kPa e ângulos de atrito interno de 31 a 51°. Os resultados obtidos para cada classe de agregado estudado são mostrados na Tabela 2.13. Foi observado que, quando a umidade do corpo de prova diminui, ocorre um incremento na tensão axial de ruptura e no ângulo de atrito interno.

**Tabela 2.13** – Parâmetros de resistência ao cisalhamento de agregados ( Garg e Thompson, 1997)

<b>Material</b>	<b>c` (kPa)</b>	<b>φ` (°)</b>
CL – 1C sp	48	35
CL – 1F sp	97	31
CL – 3 sp	48	44
CL – 3 sp	48	44
CL – 4 sp	48	45
CL – 4 sp	117	31
CL – 5 sp	55	39
CL – 5 sp	76	43
CL – 6 sp	124	47
CL – 6 sp	97	51

Na República Sul-africana, conforme relata Theyse (2000), foram construídas pistas experimentais com camadas estruturais constituídas por: pedra britada, um tipo de cinza denominada clinker ash e um macadame hidráulico com filer. Tais pavimentos foram solicitados por um simulador de tráfego móvel denominado Heavy Vehicle Simulator (HVS) a fim de confirmar os resultados laboratoriais. A partir de corpos de prova moldados nas dimensões de 15 x 30 cm e submetidos a tensões confinantes de 20, 80 e 140 kPa, determinaram-se os parâmetros de resistência ao cisalhamento referentes aos materiais, em diversas umidades e graus de compactação. Ressalta-se, porém, que os corpos de provas moldados em macadame hidráulico não respeitaram a relação entre o diâmetro do corpo de prova e o tamanho máximo de agregado igual no mínimo a 4 (muitos autores sugerem no mínimo 5). Os valores para o intercepto coesivo variaram entre 25 e 165 kPa e os ângulos de atrito interno entre 46 e 61°, conforme a Tabela 2.14. Os parâmetros de resistência ao cisalhamento da cinza foram superiores aos do macadame e aos da brita. A resistência do macadame, que se esperava que fosse mais alta, foi semelhante à da brita.

**Tabela 2.14** – Parâmetros de resistência ao cisalhamento dos agregados estudados por Theyse (2000)

Material	GC (%)	c' (kPa)			φ' (°)		
		Teor de umidade (%)			Teor de umidade (%)		
		3	5	7	3	5	7
Brita	81	95	68	28	53	49	49
	83	120	36	26	51	51	50
	85	103	51	43	55	51	48
		Teor de umidade (%)			Teor de umidade (%)		
		5	10	15	5	10	15
<i>Clinker ash</i>	69	101	140	146	56	53	50
	72	165	105	121	56	59	54
	75	89	132	108	61	61	59
		Grau de Saturação (%)			Grau de Saturação (%)		
		30	60		30	60	
Macadame hidráulico	80	55	78		50	46	
	88	98	64		59	52	

O agregado mais utilizado em bases granulares na Holanda é o resíduo de demolição da construção civil. A mistura é constituída de concreto e alvenaria britados de forma a serem enquadrados nas especificações granulométricas holandesas. Niekerk *et al.* (2000) realizaram ensaios triaxiais convencionais nesses agregados utilizando corpos de prova de 30 x 60 cm compactados nos teores de umidades de 6, 8, 10 e 12%, o que resultou em graus de compactação de 97, 100, 103 e 105%, respectivamente para cada teor de umidade. Foi avaliada a curva média da faixa granulométrica especificada pelas normas holandesas. Os ensaios foram realizados segundo a modalidade de deformações controladas a uma velocidade de deformação axial de 0,167%/s. Os valores de  $\sigma_{1,f}$  foram obtidos em multiestágios de carga, ou seja, após o corpo de prova mobilizar o máximo de resistência ao cisalhamento (para a pressão de confinamento utilizada), um incremento de pressão confinante era imposto ao sistema, aumentando a resistência ao cisalhamento do corpo de prova e dando-se prosseguimento ao ensaio. A seqüência de pressões confinantes utilizada foi 12, 36 e 72 kPa, obtendo-se coesões efetivas de 55, 98, 89 e 142 kPa e ângulos de atrito interno de 37, 40, 43 e

44°, para a curva média da faixa especificada nos graus de compactação e nos teores de umidade citados.

Outras granulometrias foram avaliadas para o material reciclado no grau de compactação de 100% por Niekerk *et al.* (2002). Para os limites superior e inferior da faixa granulométrica holandesa, as coesões obtidas foram de 49 e 31 kPa e os ângulos de atrito interno foram de 42 e 43°. Para a curva média os valores foram  $c' = 48$  kPa e  $\phi' = 45^\circ$ , o que sugere uma forte variabilidade da mistura de agregados estudada, já que para o mesmo material e grau de compactação de 100%, foram encontrados valores de  $c' = 98$  kPa e  $\phi' = 40^\circ$  no estudo relatado em 2000. Também foi avaliada uma granulometria denominada uniforme, porém atendendo às especificações granulométricas, para a qual se obteve  $c' = 20$  kPa e  $\phi' = 43^\circ$ . A resistência ao cisalhamento também foi avaliada em corpos de prova previamente submetidos a ensaios de deformações permanentes. A aplicação de  $10^6$  ciclos de carga originou um acréscimo significativo no intercepto coesivo e um decréscimo no ângulo de atrito interno. Os autores concluem que a granulometria certamente influencia o comportamento mecânico desses agregados, porém tem um papel secundário quando comparado à influência do grau de compactação.

Para Saeed *et al.* (2001), a resistência ao cisalhamento é identificada como a propriedade com maior importância para o desempenho de camadas estruturais de pavimentos. O ensaio triaxial parece ser o mais indicado para a obtenção de tal comportamento e as tensões de confinamento sugeridas pelos autores são 34, 69 e 103 kPa. Nessa pesquisa foram estudados agregados como: arenito, granito, uma mistura de areia e pedregulho (depósito glacial), calcário, gabro, dolomita, basalto e pedregulho. Os ensaios foram realizados nas condições: “seca” e “úmida”. A condição seca é caracterizada pela realização dos ensaios com o corpo de prova na umidade ótima e a condição úmida por um período de saturação seguido de drenagem. Foram encontrados interceptos coesivos de 0 a 1248 kPa\* e ângulos de atrito interno de 41 a 58° para a condição seca. Para a condição úmida, os interceptos coesivos variaram entre 0 e 90 kPa e os ângulos de atrito interno de 29 e 59°. Os resultados são mostrados detalhadamente na Tabela 2.15. Os autores observam que os ensaios não se destinam a obter parâmetros de projeto e sim avaliar o potencial de

---

\* Este valor é apresentado na referência consultada, mas parece pouco provável que seja verdadeiro, pois materiais não cimentados normalmente não apresentam interceptos coesivos tão elevados.

desempenho dos agregados estudados. Destacam, ainda, os seguintes aspectos positivos do ensaio triaxial: (i) é universalmente aceito na obtenção da resistência ao cisalhamento de solos, (ii) é possível aplicar-se diferentes estados de tensões e é possível variar a umidade dos corpos de prova.

**Tabela 2.15** – Parâmetros de resistência ao cisalhamento de agregados ( Saeed *et al.*, 2001)

Amostra	Condição Seca		Condição Úmida	
	c` (kPa)	φ` (°)	c` (kPa)	φ` (°)
II – 6	10	50	88	40
II – 7	47	49	54	39
II – 8	77	49	57	54
II – 9	84	41	34	50
II – 10	0	55	13	48
II – 11	0	58	89	50
II – 12	69	54	49	55
II – 13	10	46	10	46
II – 14	44	52	77	50
II – 15	1251	56	83	52
II – 16	88	50	0	59
II – 17	27	48	67	29

O estudo apresentado por Theyse (2004) propõe um modelo empírico de resistência ao cisalhamento para agregados utilizados em pavimentação. O autor utiliza os parâmetros de resistência ao cisalhamento de Mohr-Coulomb para caracterizar o comportamento do material. São apresentados modelos em função da densidade relativa, do grau de saturação e da pressão de confinamento. Os ensaios triaxiais convencionais foram realizados com velocidade de 2 mm/min nas pressões de confinamento de 20, 80, 140 e 200 kPa. O modelo proposto é apresentado pela equação (2.24) podendo ser transformado na equação (2.25). Segundo os autores os modelos obtiveram sucesso na determinação da resistência ao cisalhamento de materiais granulares para pavimentação.

$$\sigma_1^m = S \cdot \left( \frac{e^{aRD} \cdot \sigma_3^c}{e^{bS}} \right) \quad (2.24)$$

$$\ln\left(\frac{\sigma_1^m}{S}\right) = a \cdot RD - b \cdot S + c \cdot \ln \sigma_3 \quad (2.25)$$

Onde:

- $\sigma_1^m$  é a tensão principal maior de ruptura
- $\sigma_3^c$  é a tensão principal menor (pressão de confinamento)
- S é o grau de Saturação
- RD é a densidade relativa
- $e = 2,7183$  (base do logaritmo natural)
- $a$  e  $b$  são parâmetros do modelo

Além dos ensaios de módulo de resiliência comentados no item 2.2.1.2, Jeon *et al.* (2008) também realizaram ensaios de carregamento monotônico. Os corpos de prova foram cisalhados com drenagem aberta e velocidade de 0,5 mm/min (10%/min), nas pressões de confinamento de 35, 70 e 105 kPa. O trabalho apresenta apenas os ângulos de atrito interno, que variaram entre 39 e 56°. Como materiais granulares não possuem coesão verdadeira, os interceptos coesivos obtidos nos ensaios foram omitidos. Os autores atribuíram os valores encontrados à sucção mátrica. Esta é uma importante característica observada em solos parcialmente saturados, mas não parece ser importante no caso de partículas graúdas.

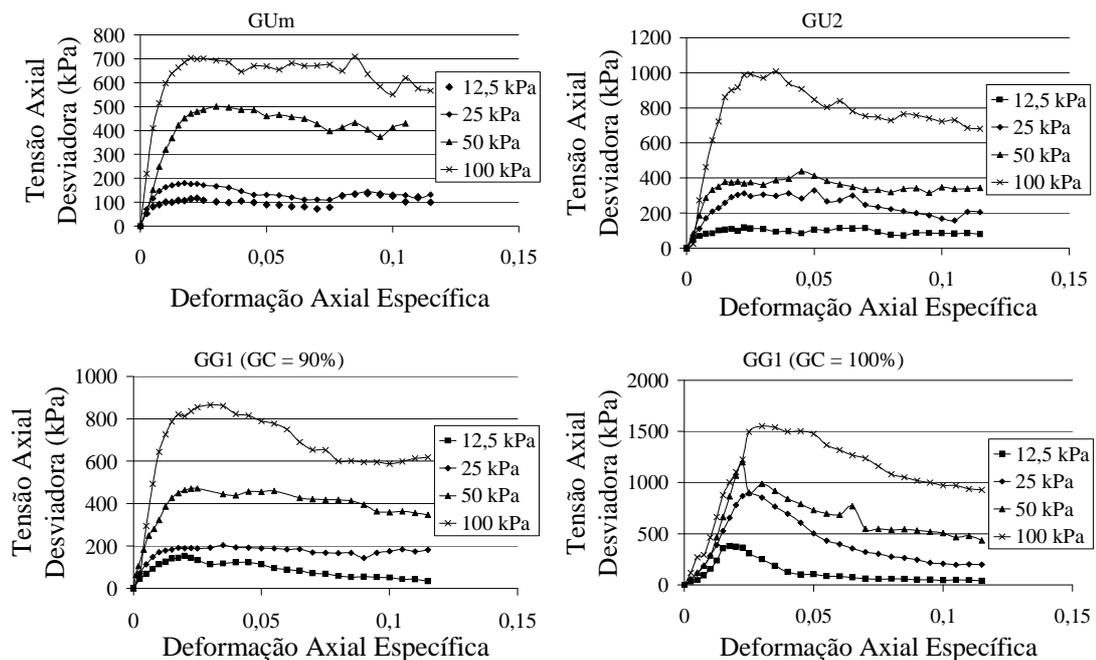
Na Tabela 2.16 apresenta-se uma síntese dos valores de parâmetros de resistência ao cisalhamento dos agregados relatados nesta seção.

**Tabela 2.16** – Parâmetros de resistência ao cisalhamento em materiais granulares

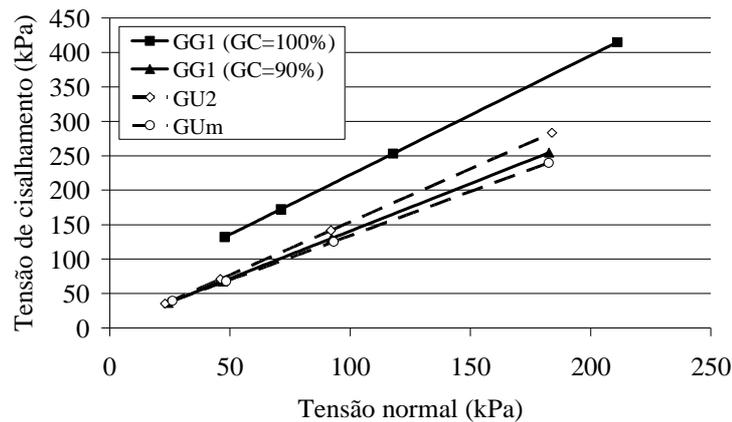
<b>Autor</b>	<b>c` (kPa)</b>	<b>ϕ` (°)</b>
Lekarp <i>et al.</i> (1996)	5 - 82	29 - 59
Garg e Thompsom (1997)	48 - 124	31 - 51
Theyse (2000)	26 - 121	48 - 55
Niekerk <i>et al.</i> (2000)	4 - 142	37 - 44
Niekerk <i>et al.</i> (2002)	20 - 49	40 - 45
Saeed <i>et al.</i> (2001)	0 - 1251	29 - 59
Jeon <i>et al.</i> (2008)	-	39 - 56

### 2.2.2.3 A experiência brasileira

A presente revisão bibliográfica verificou apenas o trabalho de Malysz (2004) estudando a resistência ao cisalhamento de britas para camadas de pavimentos no Brasil. Foram realizados ensaios triaxiais de carregamento monotônico adensados isotropicamente e drenados (CID) com velocidade de deformação axial de 0,063%/s e pressões de confinamento de 12,5, 25, 50 e 100 kPa. Os materiais ensaiados foram os mesmos já apresentados no item 2.2.1.3, ou seja, as britas GUm e GG1, além da GU2 estudada por Casagrande (2003). A partir das curvas de tensão desvio versus deformação axial apresentadas na Figura 2.15 foram obtidos os módulos de Young tangente e secante, além das tensões desvio de ruptura, a partir das quais foram obtidas as envoltórias de resistência ao cisalhamento apresentadas na Figura 2.16. Os interceptos coesivos variaram entre 0 e 49 kPa e os ângulos de atrito interno entre 52 e 60°. Também, foram realizadas correlações entre diversos parâmetros obtidos. Ajustes lineares foram bem sucedidos correlacionando-se os módulos de Young tangente e secante ( $E_{tg}$  e  $E_{sec}$ ) com a tensão confinante para as britas uniformes. Para a brita graduada com grau de compactação (GC) de 90%. Para GC = 100%, um ajuste logarítmico foi mais adequado. Ajustes lineares também se mostraram adequados para correlacionar os módulos de resiliência com os módulos de Young tangentes e secantes quando analisados nas mesmas tensões de confinamento. O comportamento frágil da brita graduada com GC = 100% aproximou os valores dos módulos de Young tangente e secante, tornando as retas  $E_{tg} \times M_r$  e  $E_{sec} \times M_r$  muito próximas.



**Figura 2.15** – Curvas de tensão desvio versus deformação axial obtidas por Malysz (2004)



**Figura 2.16** – Envoltórias de resistência ao cisalhamento obtidas por Malysz (2004)

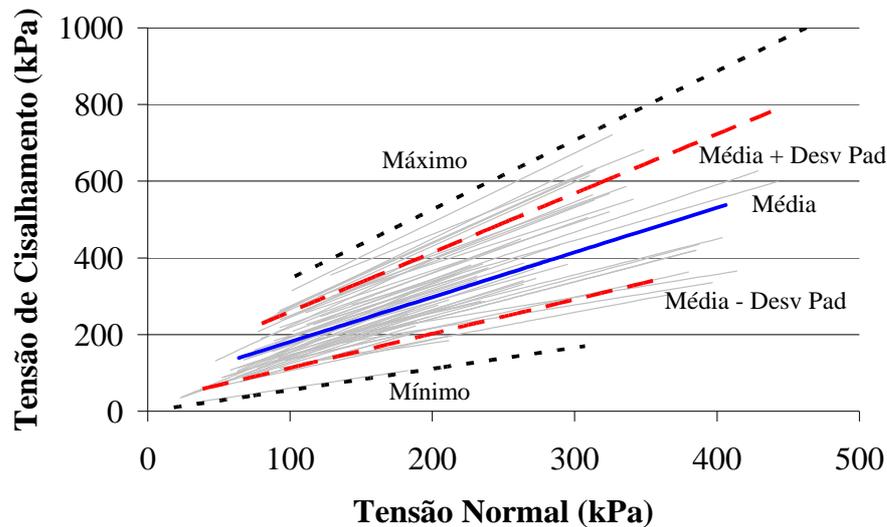
#### 2.2.2.4 Considerações finais

Este item apresentou resultados de resistência ao cisalhamento de agregados. A experiência internacional já é considerável, porém no Brasil o assunto praticamente ainda não foi estudado. Analisando todos os trabalhos em conjunto é possível ter uma visão geral sobre o comportamento de agregados.

Assim, a Tabela 2.17 apresenta uma análise estatística dos resultados de ensaios triaxiais de carregamento monotônico obtidos nos estudos abordados por esta revisão. Para a apresentação dos resultados da análise foram calculados: (i) a média, (ii) a média mais o desvio padrão, (iii) a média menos o desvio padrão, (iv) o valor mínimo e (v) o valor máximo. Os cálculos foram realizados para o intercepto coesivo ( $c$ ) e para o ângulo de atrito interno ( $\phi$ ), a partir dos quais foram recalculadas as envoltórias de resistência ao cisalhamento segundo estes parâmetros. Para a obtenção das envoltórias da análise estatística foi utilizado o intervalo de tensões de confinamento observado nos vários trabalhos analisados. A menor pressão de confinamento foi 12,5 kPa, utilizada por Malysz (2004), e a maior foi 207 kPa, utilizada por Theyse (2000); as demais foram interpoladas neste intervalo. A partir dos parâmetros de resistência ao cisalhamento e das pressões de confinamento foram calculados os pontos de tangência aos círculos de Mohr. Os resultados podem ser visualizados na Figura 2.17. Observa-se que a curva denominada “Máximo” situa-se ligeiramente acima da envoltória de maior resistência ao cisalhamento. Isso ocorre porque a envoltória de resistência ao cisalhamento foi obtida combinando-se o maior valor de intercepto coesivo com o maior valor de ângulo de atrito interno e não necessariamente a maior envoltória apresenta estas características.

**Tabela 2.17**–Estatística descritiva para parâmetros de resistência ao cisalhamento e envoltórias de ruptura

Curva	c	$\phi$	Pressão de confinamento (kPa)				
			12,5	50	103	140	207
			Resistência ao cisalhamento (kPa)				
Média	65	49	139	216	325	401	538
Desvio padrão	40,67	7,67	-	-	-	-	-
Média + desv. pad.	105	57	229	335	486	591	781
Média – desv. pad	24	42	58	114	193	248	347
Máxima	165	61	352	478	658	783	1009
Mínima	0	29	10	41	85	115	170

**Figura 2.17** – Envoltórias de resistência ao cisalhamento de agregados e estatística descritiva

### 2.2.3 Deformações permanentes

Este item visa apresentar alguns aspectos relativos às deformações permanentes, desde a sua conceituação até resultados típicos. Assim são descritos aspectos gerais sobre as deformações permanentes no sentido de defini-las e apresentar os modelos de ajuste mais utilizados. São apresentadas a teoria do “Shakedown” e as observações de alguns autores sobre a sua utilização. Também é descrita a experiência internacional e brasileira na execução e interpretação de ensaios triaxiais de deformações permanentes. Por fim é apresentado um apanhado das principais conclusões referentes ao comportamento de agregados quanto a deformações permanentes.

### *2.2.3.1 Aspectos gerais*

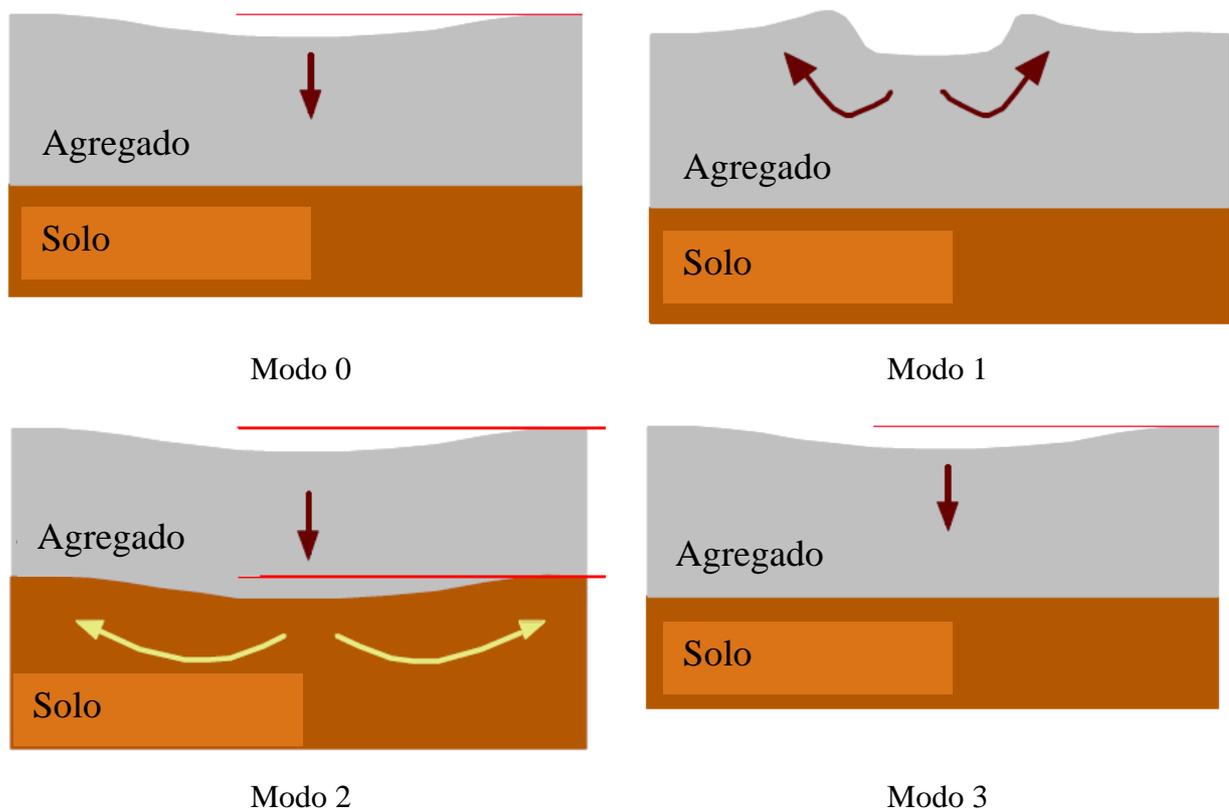
O estudo de deformações permanentes é um tema de pesquisa mais recente e menos estudado em relação ao módulo de resiliência. Porém os parâmetros de deformações permanentes podem comandar o comportamento mecânico de pavimentos com revestimentos delgados. Sendo assim, são abordados os principais aspectos referentes à obtenção e utilização destes parâmetros. Os modelos aqui apresentados são os mais simples e mais utilizados ou de maior importância para esta tese.

A resposta de solos e agregados em estruturas de pavimentos às solicitações do tráfego é composta de uma parcela elástica ou resiliente e uma plástica, conforme já definido no item 2.2.1.1. A parcela plástica é muito menor que a elástica em cada aplicação da carga, considerando os estados de tensões comumente atuantes nas camadas dos pavimentos. Porém, como estes deslocamentos não são recuperáveis, quando o carregamento é repetido por um número elevado de vezes, podem atingir níveis expressivos. A deformação permanente pode então ser definida como o somatório desses pequenos deslocamentos irreversíveis. Este comportamento é obtido por meio de ensaios triaxiais de carregamentos repetido e a resposta típica do corpo de prova é a mesma já apresentada na Figura 2.3. Observa-se que a resposta, em forma de pulsos de deformação axial, atinge um valor máximo e após decresce, porém não retorna à sua posição inicial, acumulando uma pequena parcela de deformação permanente.

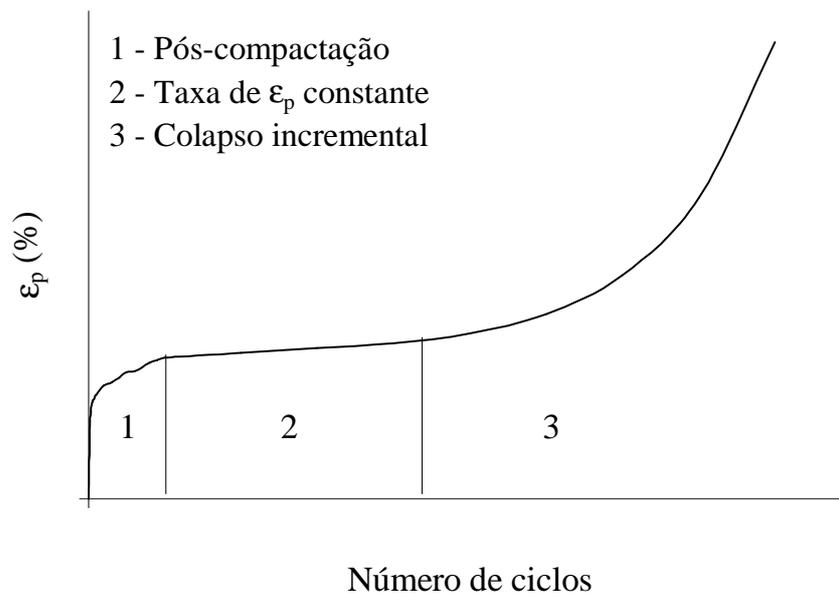
O efeito que as deformações permanentes causam nos pavimentos é denominado Afundamento de Trilha de Roda (ATR). Os ATRs podem ocorrer segundo quatro mecanismos principais descritos por Dawson e Kolisoja (2004), designados como modos 0, 1, 2 e 3, considerando os casos de pavimentos com revestimento delgado ou sem revestimento. No modo 0 o ATR ocorre por uma pós-compactação do agregado devida às cargas dos veículos. Neste caso, no solo de subleito, as deformações permanentes são desprezíveis. Rupturas por este modo podem ser evitadas pela utilização de procedimentos de compactação eficientes. Porém, quando são utilizados agregados de baixa resistência, pode ocorrer cisalhamento próximo à aplicação das cargas de roda. Este tipo de afundamento é definido como de modo 1 e normalmente acontece quando o agregado experimenta elevados graus de saturação. Quando o agregado é de boa qualidade, bem compactado e drenado, ATRs ainda podem ocorrer. Neste caso os afundamentos ocorrem segundo o modo 2, no qual a camada de agregado apenas acompanha as deformações sofridas pelo subleito sem alterar a sua

espessura. O modo 3 ocorre quando as partículas do agregado são danificadas por atrito ou abrasão, apresentando aspecto semelhante ao modo 0. Na prática, as rodovias normalmente apresentam composições destes mecanismos como forma de deformação. A Figura 2.18 apresenta os quatro modos de afundamento esquematicamente.

No caso do ensaio triaxial de deformações permanentes, a deformação resiliente pode ser excluída da análise e leva-se em consideração apenas a evolução do somatório dos deslocamentos plásticos em função do número de ciclos. O resultado típico pode ser dividido em três partes principais: pós-compactação, taxa de deformações permanentes constante e colapso incremental, sendo que esta última só é observada quando os materiais são submetidos a estados de tensões muito elevados. Neste caso, está sendo utilizada a nomenclatura observada em Werkmeister (2003), já adiantando alguns conceitos da teoria do Shakedown. A Figura 2.19 apresenta um resultado típico do ensaio triaxial de deformações permanentes, quando ocorrem os três mecanismos.



**Figura 2.18** – Afundamentos de trilha de roda segundo os modos 0, 1, 2 e 3



**Figura 2.19** – Resultado típico de um ensaio triaxial de deformações permanentes

A forma mais simples de ajuste para os ensaios triaxiais de deformações permanentes é o ajuste linear. Este tipo de ajuste foi utilizado por Malysz (2004), conforme o modelo apresentado na equação (2.26). Deve-se observar que a sua utilização só é eficiente para a porção linear, após cessarem as deformações por pós-compactação. Mesmo que o modelo não se ajuste a toda a curva de deformações permanentes, a previsão do parâmetro é bastante eficiente. Deve ser observado que cada curva de deformações permanentes é ajustada linearmente, porém a variação dos parâmetros  $\epsilon_{pi}$  e TDP com os estados de tensões é sabidamente não-linear.

$$\epsilon_p = \epsilon_{pi} + TDP \cdot N \quad (2.26)$$

Onde:

- $\epsilon_p$  é a deformação permanente
- $\epsilon_{pi}$  é a deformação permanente inicial (por pós-compactação)
- TDP é a taxa de deformações permanentes (constante)
- N é número de aplicações cíclicas de carga

O modelo mais utilizado na bibliografia consultada é o de Monismith *et al.* (1975). Trata-se de um modelo potencial em função do número de ciclos, conforme a equação (2.27). O modelo tem como principal vantagem a sua simplicidade. Os ajustes efetuados com este

modelo normalmente apresentam  $R^2$  elevado, porém quando as deformações iniciais são muito elevadas, ou os ensaios são executados para um número de ciclos elevado, o modelo perde em representatividade.

$$\varepsilon_p = A \cdot (N)^B \quad (2.27)$$

Onde:

- $\varepsilon_p$  é a deformação permanente
- $N$  é número de aplicações cíclicas de carga
- $A$  e  $B$  são parâmetros de regressão estatística

O modelo de Uzan (1985) também é muito utilizado. Este é também um modelo potencial, mas diferencia-se do modelo de Monismith *et al.* (1975) pela utilização da deformação resiliente. A deformação resiliente é considerada constante durante o ensaio triaxial de deformações permanentes e o seu valor é utilizado como denominador da deformação permanente conforme a equação (2.28). Guimarães (2001) obteve ajustes razoáveis utilizando este modelo, porém com coeficientes de determinação  $R^2$  sempre inferiores aos obtidos com o modelo de Monismith *et al.* (1975).

$$\frac{\varepsilon_p(N)}{\varepsilon_r} = \mu \cdot (N)^{-\alpha} \quad (2.28)$$

Onde:

- $\varepsilon_p$  é a deformação permanente
- $\varepsilon_r$  é a deformação resiliente
- $N$  é número de aplicações cíclicas de carga
- $\mu$  e  $\alpha$  são parâmetros de regressão estatística

O modelo proposto por Barksdale (1972) utiliza uma relação logarítmica entre a deformação permanente e o número de ciclos de carga. Leite (2007) obteve bons ajustes utilizando este modelo, porém inferiores aos obtidos com o modelo de Monismith *et al.* (1975). A equação (2.29) apresenta o modelo em questão.

$$\varepsilon_p = a + b \cdot \log(N) \quad (2.29)$$

Onde:

- $\varepsilon_p$  é a deformação permanente
- N é número de aplicações cíclicas de carga
- a e b são parâmetros de regressão estatística

O modelo proposto por Guimarães *et al.* (2004) utiliza o modelo de Monismith *et al.* (1975) em conjunto com um ajuste linear. A parte inicial da curva de deformações permanentes, correspondente à fase de pós-compactação, é ajustada pelo modelo de Monismith *et al.* (1975). Na parte seguinte, correspondente à fase de taxa de deformação permanente constante, é utilizado o modelo linear. Esta utilização conjunta permite ajustar os resultados com maior eficiência, principalmente quando se trata de ensaios com deformações permanentes elevadas ou realizados para número de ciclos elevado. As equações destes modelos e suas condições de aplicação são representadas pelas equações (2.30) e (2.31). A condição de aplicação dos modelos é definida pelo número de ciclos para o qual ocorre o acomodamento (Shakedown). A partir deste momento cessa a fase de pós-compactação e inicia a fase de taxa de deformações permanentes constante, conforme apresentado na Figura 2.18.

$$\varepsilon_p = A \cdot (N)^B \rightarrow N \leq N_{SD} \quad (2.30)$$

$$\varepsilon_p = C \cdot N + D \rightarrow N > N_{SD} \quad (2.31)$$

Onde:

- $\varepsilon_p$  é a deformação permanente
- N é número de aplicações cíclicas de carga
- A, B, C e D são parâmetros de regressão estatística
- $N_{SD}$  é o número de ciclos para o qual ocorre o acomodamento das  $\varepsilon_p$

Por fim, o trabalho de Guimarães (2009) propõe a utilização de um modelo de regressão múltipla em função do estado de tensões e do número de ciclos. O modelo proposto, apresentado pela equação 2.32, mostrou-se muito eficiente nas análises realizadas pelo autor.

As regressões, a partir de vários ensaios triaxiais de deformações permanentes em solos finos e materiais pedregulhosos, apresentaram elevados coeficientes de correlação e foi verificada a condição de normalidade dos desvios.

$$\varepsilon_p = \psi_1 \cdot \left( \frac{\sigma_3}{\rho_0} \right)^{\psi_2} \cdot \left( \frac{\sigma_d}{\rho_0} \right)^{\psi_3} \cdot N^{\psi_4} \quad (2.32)$$

Onde:

- $\varepsilon_p$  é a deformação permanente
- $\sigma_3$  é pressão de confinamento
- $\sigma_d$  é a tensão desvio
- N é número de aplicações cíclicas de carga
- $\rho_0$  é a pressão atmosférica
- $\psi_1, \psi_2, \psi_3$  e  $\psi_4$  são parâmetros de regressão estatística

#### 2.2.3.2 A teoria “Shakedown”

Diversos autores vêm utilizando a teoria “Shakedown” para análise de ensaios triaxiais de deformações permanentes. Nos trabalhos revisados nesta tese, a referência mais citada é o estudo de Werkmeister *et al.* (2001). Portanto, os conceitos aqui abordados seguem as orientações e conceitos descritos por estes autores.

Um pavimento pode ser projetado de forma que as deformações permanentes, em camadas estruturais, sejam de pequena magnitude. É importante que se conheçam (i) o nível de carga correspondente ao final do comportamento puramente resiliente, e (ii) o início das deformações permanentes. Com o conceito de “Shakedown” é possível definir este limite.

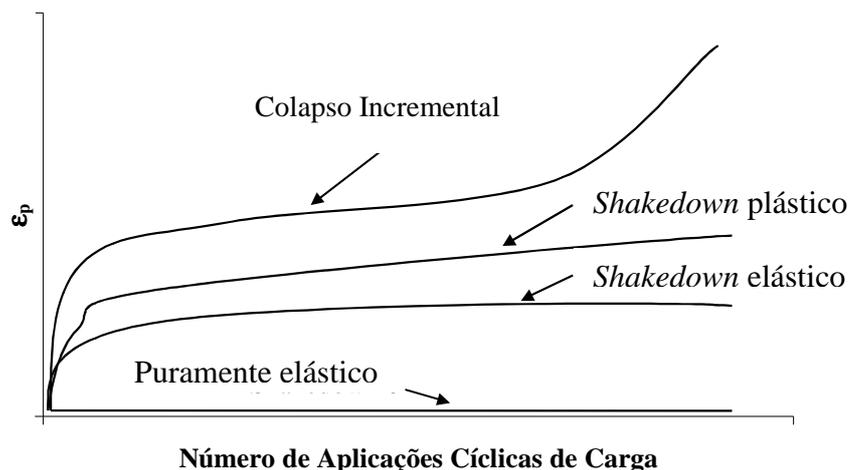
As deformações permanentes resultantes de um carregamento com baixa relação  $\sigma_d/\sigma_3$  eventualmente encontram um estado de equilíbrio (após o período de pós-compactação). Para relações  $\sigma_d/\sigma_3$  elevadas, as deformações permanentes aumentam rapidamente e podem levar o pavimento à ruptura. Isto define a existência de um nível crítico de tensões entre as condições estável e instável no pavimento, definindo os limites “Shakedown”.

Um pavimento mostrará acúmulo progressivo de deformações permanentes sob carregamento repetido se a magnitude do carregamento exceder o limite “*Shakedown*”. Quando o carregamento cíclico está abaixo do limite “*Shakedown*” elástico (depois da pós-compactação), as deformações permanentes estabilizam e o pavimento alcançará acomodamento (*Shakedown*). Isto significa uma adaptação ao carregamento, e o pavimento se comportará elasticamente sob as cargas cíclicas adicionais. A existência de um nível crítico para a razão de tensões entre os estados estável e instável é explicada por esta teoria.

Existem quatro tipos de comportamento de uma estrutura elasto-plástica sob ciclos de carga repetidos:

- Comportamento 0 – puramente elástico
- Comportamento 1 – “*Shakedown*” elástico
- Comportamento 2 – “*Shakedown*” plástico
- Comportamento 3 – colapso incremental

Os comportamentos citados são mostrados na Figura 2.20, onde é observado que, para o “*Shakedown 0*”, não ocorrem deformações permanentes e o comportamento é puramente elástico.



**Figura 2.20** – Comportamentos típicos da teoria do *Shakedown*

Para o *Shakedown* elástico, a resposta dos materiais é plástica para um número finito de aplicações de carga. Completado o período de pós-compactação, o comportamento se torna puramente elástico e as deformações permanentes cessam. Nesta situação, não ocorrem

quebras de partículas (ou são de menor importância) e ocorrem distorções apenas nos primeiros ciclos de carga (durante a pós-compactação). Este comportamento estabelece uma região denominada “A”.

Com o aumento da razão de tensões os materiais respondem de acordo com o *Shakedown* plástico. Durante os primeiros ciclos de carga, o alto nível de deformações diminui até um nível constante mais baixo, para o qual ocorrem distorções insignificantes. Este comportamento estabelece uma região denominada “B”.

Para altos níveis de carregamento, a resposta dos materiais é sempre plástica e cada aplicação de carga resulta em um progressivo aumento nas deformações permanentes  $\epsilon_p$ . Se o carregamento se aproxima da carga de ruptura, o decréscimo da taxa de deformações é muito lento. O início do processo de ruptura pode ser caracterizado por incrementos na razão de deformações permanentes. O comportamento do tipo colapso incremental resulta em ruptura do pavimento (ou corpo de prova) pela formação de afundamentos de trilhas de roda (ou excesso de deformações permanentes) e, ainda, poderão ocorrer quebra e abrasão de partículas. Este comportamento estabelece uma região denominada “C”.

Desta forma são definidas três regiões para as quais os materiais apresentam comportamentos distintos. Entre estas regiões existem dois limites definidos pelos estados de tensões que implicam em um ou outro comportamento. A definição experimental destes limites pode requerer um número elevado de ensaios, a fim de refinar a definição das fronteiras entre as regiões “A”, “B” e “C”.

Nos ensaios realizados por Werkmeister *et al.* (2001) aplicaram-se aos corpos de prova relações  $\sigma_d/\sigma_3$  de 1,0 até 8,0. Os resultados obtidos dos ensaios mostraram comportamentos situados nos limites 1, 2 e 3. O limite 0 (comportamento puramente elástico) provavelmente não existe para materiais de pavimentação, o que é evidenciado pela ocorrência da pós-compactação imposta pelo tráfego. Os limites “*Shakedown*” podem ser ajustados pela equação (2.33). O modelo proposto está em função da tensão confinante, portanto diversos ensaios devem ser realizados para cada confinamento variando-se a tensão desvio. Observando-se os resultados deve-se verificar o tipo de comportamento e interpolar a tensão para a qual ocorre a mudança, definindo-se os limites *Shakedown* e ajustando-os ao modelo.

$$\sigma_{SD} = A \times \ln(\sigma_3) - B \quad (2.33)$$

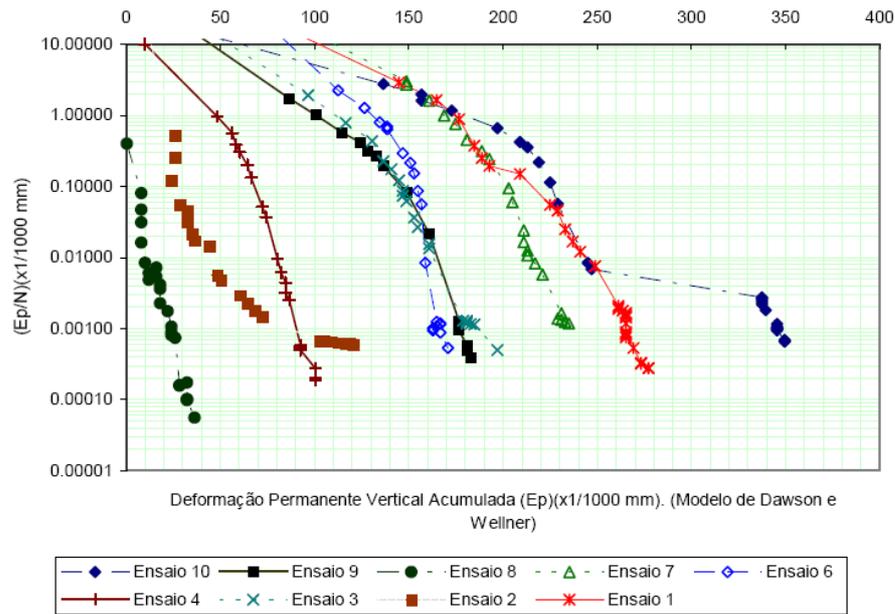
Onde:

- $\sigma_{SD}$  [kPa] – limite “*Shakedown*”
- $\sigma_3$  = [kPa] – tensão confinante
- A, B [-] – parâmetros do modelo

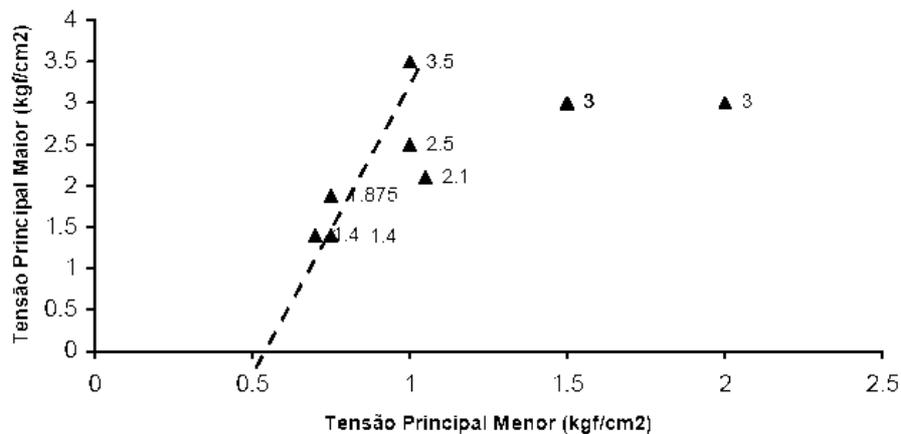
O estudo de Guimarães (2001) apresenta análises detalhadas segundo a teoria do *Shakedown*. Foram executados ensaios triaxiais de carregamento repetido em uma laterita proveniente de Brasília. Os resultados foram apresentados segundo o modelo utilizado por Werkmeister *et al.* (2001), conforme a Figura 2.21. O autor verificou que os ensaios 1, 4, 9 e 10 atingiram o *Shakedown*, enquanto que os ensaios 2, 3, 6, 7 e 8 continuaram em escoamento plástico até o final do ensaio. Observando os estados de tensões utilizados no espaço de tensões principais e unindo-se os pontos referentes aos ensaios que entraram em *Shakedown*, conforme a Figura 2.22, ficou definido o limite abaixo do qual ocorre o acomodamento das deformações permanentes.

O estudo de Leite (2007) fez algumas interpretações dos resultados de ensaios de deformações permanentes segundo o enquadramento no modelo *Shakedown*. Foram verificados comportamentos do tipo A, B e C, porém não foram definidos os limites *Shakedown*. Os estudos de Dias (2004) e Malysz (2004) utilizaram as definições de comportamento, porém não utilizaram o enquadramento no modelo e nem definiram os limites.

Um novo conceito foi introduzido no trabalho de Donovan e Tutumluer (2008) denominado “efeito *anti-shakedown*”. Ensaio em verdadeira grandeza foram conduzidos pelo equipamento de testes de pavimentos aeroportuários da FAA (*Federal Aviation Administration*). O equipamento simulou o pouso de aeronaves Boeing 777 com o objetivo de verificar os efeitos de novos carregamentos nas estruturas de pavimentos aeroportuários. Foi observado que os afundamentos de trilha de roda causados por mecanismos de pouso pesadamente carregados são cancelados por deformações ascendentes resultantes da passagem do mesmo carregamento defasado por um deslocamento lateral. Esta interação indica um movimento ou rearranjo de partículas nas camadas granulares do pavimento, reduzindo a sua resistência e fazendo com que futuramente as mesmas cargas causem maiores deformações. Este comportamento foi denominado “efeito *anti-shakedown*”.



**Figura 2.21** – Enquadramento no modelo *Shakedown* de alguns ensaios realizados com laterita (Guimarães, 2001)



**Figura 2.22** – Shakedown no Espaço das Tensões Principais (Guimarães, 2001)

### 2.2.3.3 A experiência internacional

A comunidade científica internacional já acumula experiência significativa em deformações permanentes de solos e agregados, principalmente na Europa. São encontrados estudos apresentando ensaios variando diversos parâmetros, como: tipo de material, teor de umidade, grau de compactação, estados de tensões, etc. Também são encontrados modelos de ajuste dos mais diversos tipos, que de forma geral ajustam muito bem os resultados dos ensaios. Esta experiência permite conhecer de que forma cada parâmetro influencia na

resistência a deformações permanentes, porém a sua magnitude só é conhecida por meio da execução de ensaios.

Conforme Lekarp *et al.* (1996), é comumente observado que o desenvolvimento de deformações permanentes iniciais, por pós-compactação, varia muito de um corpo de prova para outro. De acordo com o modelo de Paute, a deformação permanente axial total em agregados é representada pela equação (2.34). O parâmetro “A” pode ser estimado a partir da envoltória de ruptura estática representada pela equação (2.35) e pela Figura 2.23, utilizando-se a equação (2.36) Os parâmetros de regressão para o modelo de Paute e os estados de tensões utilizados em cada material são mostrados na Tabela 2.18.

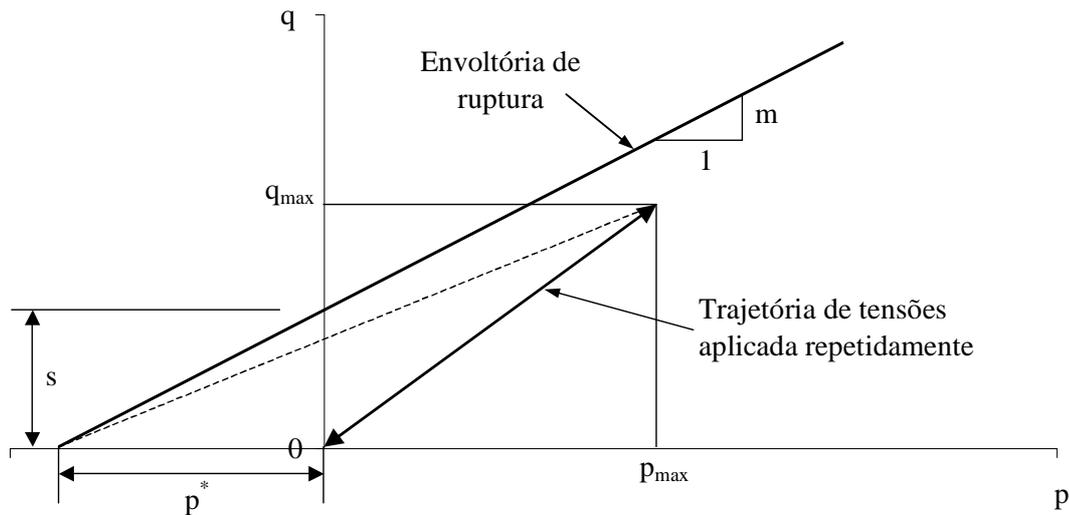
$$\varepsilon_{1,p}(N) = \varepsilon_{1,p}^*(100) + A \left[ 1 - \left( \frac{N}{100} \right)^{-B} \right] \quad (2.34)$$

$$q_f = m \cdot (p + p^*) = m \cdot p + s \quad (2.35)$$

$$A = \frac{\frac{q_{\max}}{(p_{\max} + p^*)}}{a - b \cdot \left[ \frac{q_{\max}}{p_{\max} + p^*} \right]} \quad (2.36)$$

Onde:

- $\varepsilon_{1,p}(N)$  é a deformação permanente axial total
- $\varepsilon_{1,p}(100)$  é a deformação permanente axial acumulada durante os primeiros 100 ciclos
- N é o número de ciclos de carga
- A e B são parâmetros dos modelos
- $q_f$  é a tensão desvio no momento da ruptura estática
- m é a declividade da envoltória de ruptura estática
- p é a média das tensões normais
- $p^*$  é um parâmetro de tensões definido como a intersecção da envoltória com o eixo p
- s é a coesão aparente
- a e b são arbitrados até obter-se um ajuste satisfatório

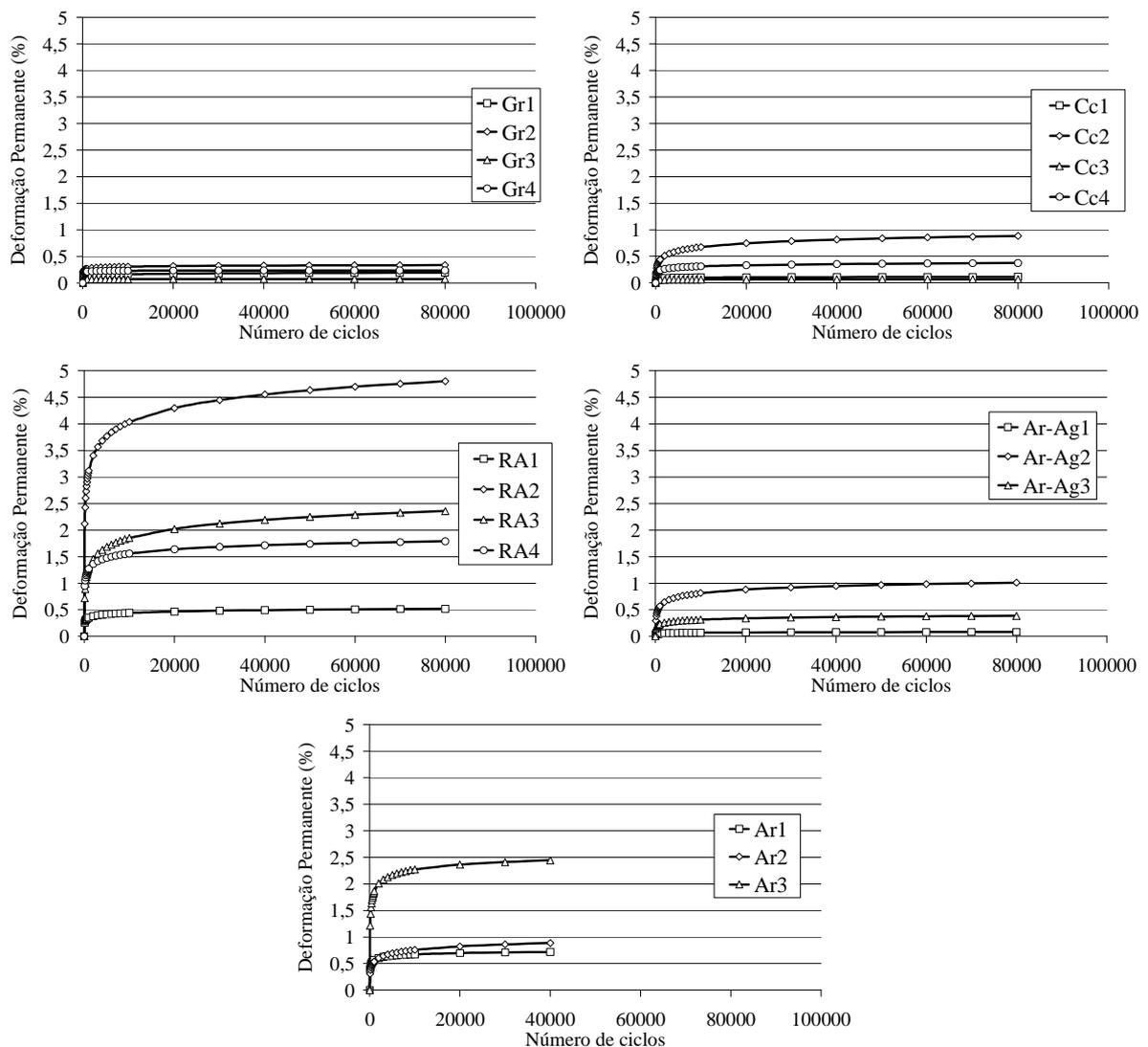


**Figura 2.23** – Definição dos parâmetros dos modelos (2.15) e (2.16) (Lekarp *et al.*, 1996)

**Tabela 2.18** – Parâmetros do modelo da equação (2.14) obtidos por Lekarp *et al.* (1996)

Material	Idt	$q_{\max}$ (kPa)	$p_{\max}$ (kPa)	$\epsilon_{1,p}(100)$ ( $10^{-4}$ )	A ( $10^{-4}$ )	B	R <sup>2</sup>
Granodiorito	Gr1	292,7	112,1	9,37	83,02	0,019	0,988
	Gr2	595,4	245,5	21,96	25,99	0,089	0,991
	Gr3	293,1	169,2	9,02	8,16	0,165	0,987
	Gr4	585,6	310,2	17,64	6,25	0,416	0,993
Calcáreo	Cc1	296,1	117,5	7,10	14,42	0,049	0,973
	Cc2	593,0	245,9	20,57	3418,58	0,003	0,836
	Cc3	298,1	170,8	4,72	4,162	0,104	0,992
	Cc4	594,4	312,6	16,96	286,83	0,011	0,989
Resíduo de ardósia	RA1	295,4	117,6	25,89	255,4	0,016	0,964
	RA2	589,4	292,5	211,66	1225,90	0,037	0,992
	RA3	591,5	388,1	71,60	8277,52	0,003	0,879
	RA4	295,4	170,0	94,78	277,19	0,054	0,985
Areia e agregado	Ar-Ag1	198,0	199,3	3,73	38,33	0,019	0,805
	Ar-Ag2	498,1	429,0	29,26	240,15	0,053	0,959
	Ar-Ag3	395,7	346,5	14,45	239,30	0,016	0,855
Areia	Ar1	78,8	96,2	39,52	45,47	0,205	0,999
	Ar2	91,0	98,9	30,73	634,01	0,016	0,995
	Ar3	103,4	101,1	121,01	178,10	0,197	0,998

Os resultados podem ser visualizados na Figura 2.24. As curvas foram obtidas substituindo os valores dos parâmetros apresentados na Tabela 2.18 no modelo da equação (2.34). Os pontos sobre as curvas representam a deformação permanente calculada para um determinado número de ciclos (não são pontos experimentais). Os materiais e estados de tensões podem ser identificados pela legenda segundo os valores correspondentes na Tabela 2.18. As deformações permanentes apresentaram comportamento típico de agregados, sendo diretamente proporcionais à tensão desvio e inversamente proporcionais à pressão de confinamento. Quanto ao desempenho dos agregados estudados, o granodiorito, o calcário e a mistura areia-agregado apresentaram deformabilidade baixa, o resíduo de ardósia deformabilidade elevada e a areia um comportamento intermediário, quando comparados entre si.



**Figura 2.24** – Modelos de deformações permanentes adaptados de Lekarp *et al.* (1996)

A pesquisa de Lekarp (1999) proporcionou conclusões muito importantes com relação à influência de diversos parâmetros na resistência a deformações permanentes:

- A magnitude das deformações permanentes em materiais granulares é muito influenciada pela presença de água. Para graus de saturação elevados, a resistência a deformações permanentes decresce rapidamente, provavelmente pelo excesso de poro-pressão gerado. Portanto uma drenagem adequada nas camadas granulares é necessária.
- O aumento da massa específica aparente seca melhora significativamente a resistência a deformações permanentes.
- Quando o teor de finos (material passando na peneira nº 4) aumenta, a resistência a deformações permanentes diminui.
- O efeito da distribuição granulométrica das partículas não ficou bem estabelecido.
- Quanto à origem do agregado, foi sugerido que os materiais britados estão sujeitos a deformações permanentes menores que os pedregulhos naturais de formas mais arredondadas (não angulares).

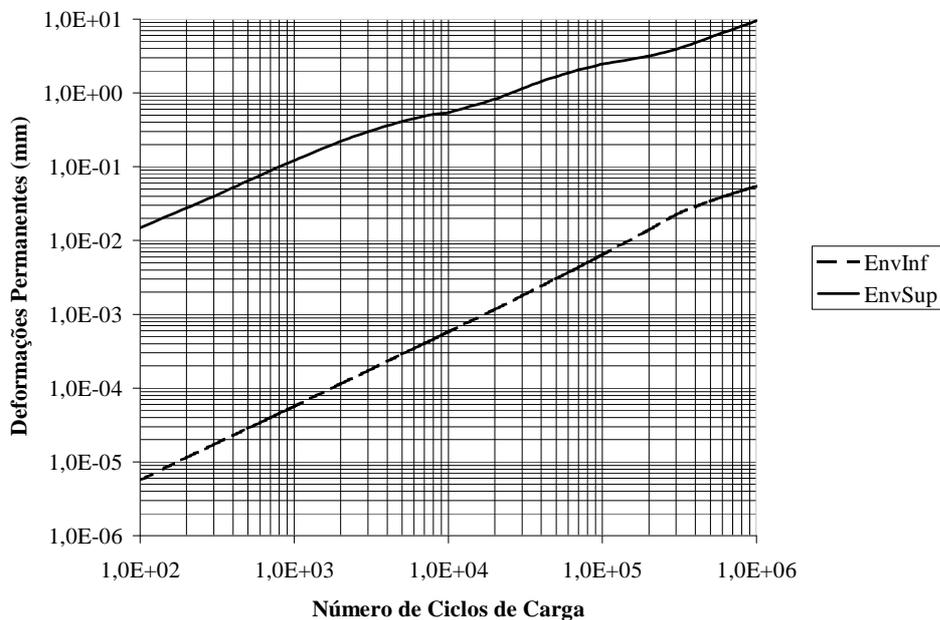
Entre os fatores que influenciam o comportamento plástico de materiais granulares, Lekarp *et al.* (2000) citam: o nível de tensões aplicado, a reorientação das tensões principais, o número de ciclos de carga, o teor de umidade ou o grau de saturação, a história de tensões, a massa específica aparente seca, a granulometria, o teor de finos e o tipo de agregado como alguns destes fatores. As deformações permanentes são diretamente proporcionais à tensão desvio e inversamente proporcionais à pressão confinante.

Theyse (1997) apresenta modelos para a previsão do acúmulo de deformações permanentes obtidos a partir de pavimentos solicitados pelo HVS na África do Sul. Três modelos foram propostos: o primeiro em função do número de ciclos de carga, o segundo em função da tensão vertical no topo do subleito e um terceiro modelo em função destas duas variáveis. O comportamento dos pavimentos quanto a estas variáveis é representado pelas equações (2.37), (2.38) e (2.39). Os ensaios realizados com o HVS, em vários tipos de materiais, com 78 configurações estruturais (onde variam o tipo de material e a espessura das camadas), resultaram nos parâmetros de modelos mostrados na Tabela 2.19. Os valores para “A” e “B” foram obtidos para 5 materiais diferentes e  $N = 1.000, 3.000, 10.000, 30.000, 100.000, 300.000, 1.000.000, 3.000.000, 10.000.000, 30.000.000$  e  $100.000.000$ . Os

resultados são mostrados na Figura 2.25, como envoltórias máxima e mínima dos valores de deformação permanente obtidos por Theyse (1997).

**Tabela 2.19** – Parâmetros dos modelos (2.22) a (2.24), conforme Theyse (1997)

	<b>m</b>	<b>a</b>	<b>b</b>	<b>A</b>	<b>B</b>
Max	$8,1 \times 10^{-6}$	3,12	$2,07 \times 10^{-3}$	79	$2,55 \times 10^{-2}$
Min	$1 \times 10^{-9}$	0,007	$1 \times 10^{-6}$	$4 \times 10^{-3}$	$9,8 \times 10^{-3}$
Media	$1,9 \times 10^{-6}$	0,57	$1,75 \times 10^{-4}$	10,33	$1,75 \times 10^{-2}$
Desv. Padrão	$2,06 \times 10^{-6}$	0,77	$4,04 \times 10^{-4}$	22,45	$6,5 \times 10^{-3}$



**Figura 2.25** – Envoltórias de deformações permanentes [adaptado de Theyse (1997)]

$$PD = (m \times n + a) \times (1 - e^{-bN}) \quad (2.37)$$

$$PD = A \times (e^{B\sigma_v} - 1) \quad (2.38)$$

$$PD = 18 \times 10^{-6} \times N^{0.813} \times (e^{B\sigma_v} - 1) \quad (2.39)$$

Onde:

- PD é a deformação permanente acumulada
- N é o número de ciclos de carga
- $\sigma_v$  é a tensão vertical no topo do subleito
- m, a, b, A, B são parâmetros dos modelos

Garg e Thompson (1997) mediram deformações permanentes durante a fase de condicionamento em ensaios de módulo de resiliência. As leituras foram tomadas durante 1000 ciclos com tensão confinante de 103 kPa e tensão desvio de 310 kPa ( $\sigma_d/\sigma_3 = 3$ ). Alguns materiais não suportaram este estado de tensões e foram, então, submetidos a uma tensão desvio mais baixa (207 kPa,  $\sigma_d/\sigma_3 = 2$ ). Foram avaliadas pedras britadas empregadas nos pavimentos experimentais do projeto Mn Road, com diferentes granulometrias e índices de plasticidade. As deformações permanentes, as deformações resilientes e as tensões desvio aplicadas foram registradas a 1, 10, 50, 100, 500 e 1000 ciclos de carga. Os resultados foram ajustados pelo modelo de Monismith *et al.* (1975), já apresentado pela equação 2.27, e os parâmetros A e B são apresentados na Tabela 2.20. Nota-se que o material CL-1F foi condicionado no estado de tensões intermediário ( $\sigma_d/\sigma_3 = 2$ ). O material CL-1C mostrou-se fortemente suscetível à formação de trilhas de roda, como evidencia o alto valor “b”, tendo sido condicionado em um estado de tensões inferior ( $\sigma_d/\sigma_3 = 1,5$ ). Os autores concluíram que os ensaios triaxiais de cisalhamento rápido e triaxiais de carregamento repetido podem ser usados para prever o comportamento de materiais granulares quanto a deformações permanentes.

**Tabela 2.20** – Parâmetros de deformações permanentes obtidos por Garg e Thompson (1997)

<b>Material</b>	<b>A (%)</b>	<b>B</b>	<b><math>\sigma_d/\sigma_3</math></b>	<b><math>R^2</math></b>
CL-1C sp	0,3526	0,450	103/69	0,99
CL-1F sp	0,8164	0,310	207/103	0,99
CL-3 sp	0,5163	0,110	310/103	0,99
CL-3 sp	0,4429	0,080	310/103	0,98
CL-4 sp	0,6257	0,240	310/103	0,99
CL-4 sp	1,0010	0,430	207/103	0,99
CL-5 sp	0,3341	0,440	207/103	0,99
CL-5 sp	0,2918	0,350	207/103	0,99
CL-6 sp	0,1511	0,134	310/103	0,98
CL-6 sp	0,1720	0,140	310/103	0,96
CL-6 sp	0,1070	0,155	310/103	0,99
CL-6 sp	0,2760	0,135	310/103	0,99

Os ensaios triaxiais de deformações permanentes são particularmente importantes quando realizados em materiais que não contemplam as exigências das especificações tradicionais dos órgãos rodoviários. Visando regulamentar estas avaliações, alguns órgãos como o “*Transit*” da Nova Zelândia desenvolveram especificações baseadas no desempenho dos materiais, conforme descrito por Arnold (2000). Com as especificações de desempenho, os empreiteiros da Nova Zelândia puderam empregar materiais alternativos na construção de rodovias, verificando em laboratório o desempenho dos materiais utilizados em campo.

Os ensaios realizados por Arnold (2000) avaliaram graus de compactação de 90 e 95 %, sob condições drenadas e não drenadas, na umidade ótima e na condição de saturação. Foram aplicados até  $10^6$  ciclos de carga com uma tensão confinante  $\sigma_3 = 188$  kPa e uma tensão desvio  $\sigma_d = 560$  kPa, medindo-se as deformações permanentes acumuladas e também as poro-pressões geradas. Nas condições não drenada e de umidade ótima, estes ensaios se mostraram úteis para diferenciar os materiais quanto ao seu desempenho. Entretanto, os corpos de prova com grau de compactação (GC) de 90% revelaram um desempenho satisfatório, contradizendo a experiência de campo, de onde se sabe que uma compactação tão deficiente geralmente leva a problemas. Já os ensaios realizados na condição drenada saturada mostraram todos os materiais com GC = 90% apresentando desempenho inaceitável, portanto concordando com a experiência de campo. Porém, sob condições drenadas e saturadas, o ensaio não consegue diferenciar entre materiais com GC = 95%. Concluiu-se, então, que ensaios não-drenados e na umidade ótima são mais sensíveis à granulometria e ensaios saturados drenados são mais sensíveis à compactação.

Niekerk *et al.* (2000) realizaram ensaios triaxiais de deformações permanentes em um único nível de tensões confinantes  $\sigma_3 = 12$  kPa e para três incrementos de  $\sigma_1/\sigma_{1,f}$  com frequência para os ciclos de carga de 5 Hz. Os critérios de ruptura definidos pelos autores foram: 10 % de deformações acumuladas medidas no terço médio do corpo de prova ou a aplicação de  $10^6$  ciclos de carga. As dimensões utilizadas pelos autores para os corpos de prova foram 30 x 60 cm e as deformações acumuladas foram medidas para números definidos de ciclos de carga (100, 200, ..., 1.000, 2.000, ..., 10.000, 20.000, ..., 100.000, 200.000, ..., 1.000.000). Os corpos de prova submetidos ao carregamento triaxial foram compactados nos graus de compactação de 97, 100 e 103%, medindo-se deformações permanentes axiais e

radiais. Os resultados laboratoriais foram ajustados segundo o modelo da equação (2.40), cujos parâmetros são apresentados na Tabela 2.21.

$$\varepsilon_p = A \cdot \left( \frac{N}{1000} \right)^B + C \cdot \left( e^{D \cdot \frac{N}{1000}} - 1 \right) \quad (2.40)$$

Onde:

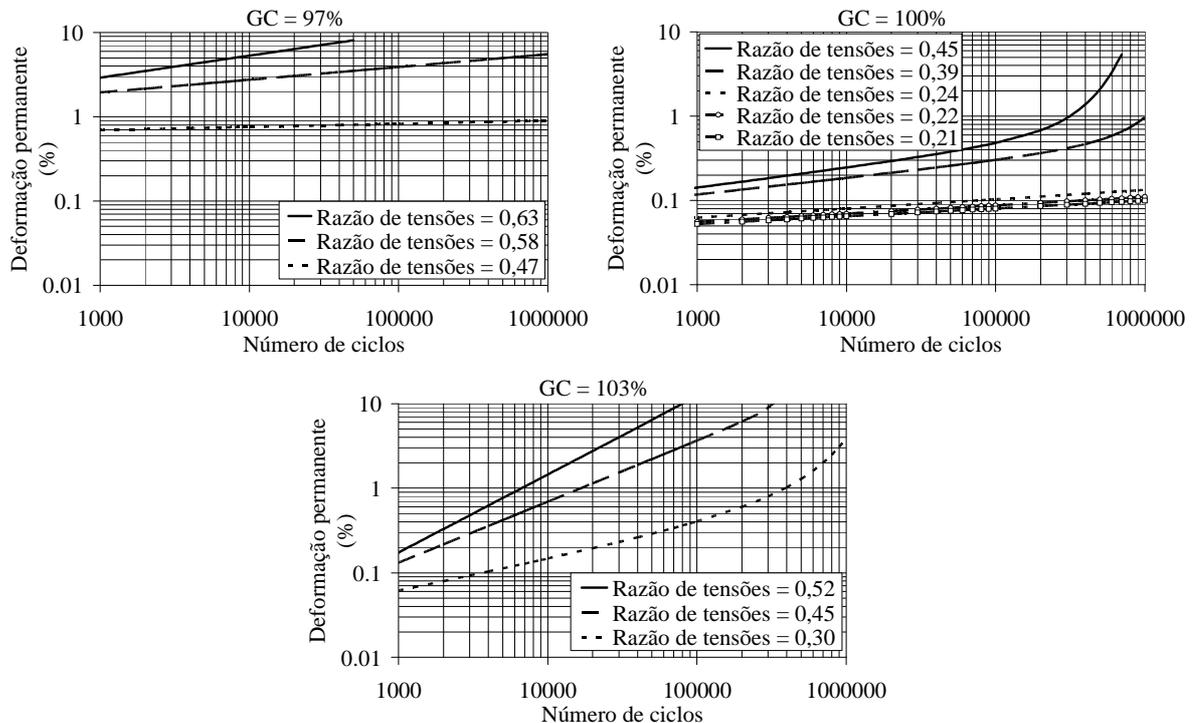
- $A = a_1 \left( \frac{\sigma_1}{\sigma_{1,f}} \right)^{a_2}$
- $B = b_1 \left( \frac{\sigma_1}{\sigma_{1,f}} \right)^{b_2}$
- $C = c_1 \left( \frac{\sigma_1}{\sigma_{1,f}} \right)^{c_2}$
- $D = d_1 \left( \frac{\sigma_1}{\sigma_{1,f}} \right)^{d_2}$
- N é número de aplicações cíclicas de carga
- $\sigma_1$  é a tensão vertical aplicada
- $\sigma_{1,f}$  é a tensão vertical de ruptura
- $a_1, a_2, b_1, b_2, c_1, c_2, d_1, d_2$  são os parâmetros dos modelos

**Tabela 2.21** – Parâmetros do modelo (2.40) obtidos por Niekerk *et al.* (2000)

GC	$\varepsilon_p$	$a_1$	$a_2$	$b_1$	$b_2$	$c_1$	$c_2$	$d_1$	$d_2$	$r^2$
97%	Axial	-28,1	4,9	5,5	6,6	0	1	0	1	0,96
	Radial	43,1	6,0	13,1	8,6	0	1	0	1	0,95
100%	Axial	-0,4	1,3	0,6	1,2	1	2,9	1	6,5	0,94
	Radial	0,2	0,8	1,0	1,3	1	2,4	1	6,8	0,96
103%	Axial	-0,6	1,9	2,8	1,7	1	7,0	1	5,0	0,65
	Radial	1,8	2,6	2,6	1,7	1	7,0	1	5,0	0,79

Os resultados dos ensaios triaxiais de carregamento repetido para deformações permanentes axiais com tensão vertical de 90, 135 e 180 kPa (que correspondem a diferentes

razões de tensão  $\sigma_1/\sigma_{1,f}$  de acordo com o grau de compactação e os respectivos parâmetros de resistência ao cisalhamento) são apresentados pela Figura 2.26. O modelo de ajuste (equação 2.40) pode ser dividido em duas partes representando a porção “linear” (em escala logarítmica) e a porção não linear, respectivamente antes e depois do sinal “+”. As curvas obtidas para o grau de compactação de 97% apresentaram-se “lineares” para as três razões de tensões estudadas com elevados coeficientes de determinação  $R^2$ . Para o grau de compactação 100% as curvas mostraram-se “lineares” para as razões de tensões de 0,21; 0,22 e 0,24 e “exponenciais” para 0,39 e 0,45 com coeficiente de determinação  $R^2$  de 0,94. Os modelos de ajuste também são apresentados para o grau de compactação de 103%, porém os seus resultados não são representativos do comportamento do material, apresentando coeficiente de determinação  $r^2$  de 0,65; bem inferior às demais, como se observa na Tabela 2.21.



**Figura 2.26** – Modelos de deformações permanentes adaptados de Niekerk *et al.* (2000)

Theyse (2000) realizou ensaios triaxiais para deformações permanentes com características de carregamento diferentes das normalmente utilizadas. Foram utilizados 0,2 s para a duração do carregamento e 0,2 s para o tempo de repouso, enquanto o período de carga normalmente utilizado é de 0,1 s e o período de repouso depende da frequência do carregamento. Em cada corpo de prova foram aplicados 50.000 ciclos de carga. A avaliação do comportamento dos materiais estudados seguiu um modelo tridimensional de deformações

permanentes em função do número de aplicações cíclicas de carga e do estado de tensões. Essas variáveis mostraram maior influência no comportamento mecânico em relação a outras, consideradas secundárias, como grau de compactação e grau de saturação. Para os níveis de deformação definidos foi possível determinar-se modelos bidimensionais, mais convenientes para projetos usuais de pavimentos. A partir dos resultados obtidos concluiu-se que os parâmetros de resistência ao cisalhamento (estáticos) não são os únicos indicadores de resistência a deformações permanentes sob carregamento repetido. Alguns materiais com alta resistência ao cisalhamento (“*clinker ash*”) não apresentaram bom comportamento quanto às deformações permanentes sob carregamento cíclico.

A representação dos resultados dos ensaios triaxiais de deformações permanentes também pode ser feita utilizando-se a relação  $\sigma_1/\sigma_3$ , como feito por Werkmeister *et al.* (2001). Nota-se que os parâmetros de resistência ao cisalhamento dos materiais não aparecem na relação, dispensando, portanto, a execução de ensaios triaxiais convencionais. Os autores utilizaram tensões confinantes de 70, 140, 210, e 280 kPa, relações  $\sigma_1/\sigma_3 = 1,0$  até 8,0. Os autores concluíram que os 100 primeiros ciclos devem ser excluídos da análise, pois podem corresponder a um acomodamento do cabeçote à superfície do corpo de prova.

Gidel *et al.* (2002) executaram ensaios triaxiais de deformações permanentes em 5 composições de agregados oriundos de uma rocha calcárea branda. Foram utilizados corpos de prova com 160 mm de diâmetro e 320 mm de altura. O estudo foi desenvolvido em duas etapas. A primeira etapa visou determinar o estado inicial dos materiais. Quatro características foram selecionadas para caracterizar os corpos de prova, a saber: o tipo de material, teor de finos, grau de compactação e teor de umidade. Para definir o estado inicial do corpo de prova foram avaliados: peso específico aparente seco inicial, índice de vazios inicial, a deformação permanente inicial (após 80 ciclos com  $p_{\max} = 300$  kPa e  $q_{\max} = 600$  kPa), o módulo de resiliência inicial (após 80 ciclos com  $p_{\max} = 300$  kPa e  $q_{\max} = 600$  kPa) e o coeficiente de anisotropia inicial (após 50 ciclos isotrópicos com  $p_{\max} = 100$  kPa). Na segunda etapa do estudo, investigou-se a evolução das deformações permanentes para os estados de tensões aplicados. Os fatores de entrada para os modelos foram: material, módulo de resiliência inicial, grau de compactação e a razão de tensões ( $q/p$ ). Foram obtidos modelos de deformações permanentes após 20.000 ciclos em função dos parâmetros descritos normalizados (variando entre -1 e +1). Os autores salientam a utilização do módulo de

resiliência inicial ao modelo como a principal inovação na interpretação dos ensaios triaxiais de deformações permanentes.

O trabalho de Arnold *et.al.* (2004) descreve os resultados obtidos em ensaios triaxiais de deformações permanentes em dois agregados oriundos da Irlanda do Norte e quatro agregados oriundos da África do Sul. O comportamento dos materiais foi classificado como do tipo A, B ou C, segundo a teoria do Shakedown. Posteriormente foram obtidos limites entre os comportamentos do tipo A, B e C no espaço  $q \times p'$ . Também, foram analisadas, em um programa de elementos finitos, diversas estruturas de pavimentos variando as espessuras do revestimento e da camada granular. Cruzando os resultados obtidos, foi determinado que camadas granulares sobrepostas por espessura de revestimento em torno de 200 mm apresentam comportamento do tipo A, ou seja, estabilização das deformações permanentes. Mas é importante frisar que isto depende da qualidade do material granular. Para pavimentos com espessura de revestimento inferior a 25 mm e com revestimentos de espessura superior a 600 mm, a maior concentração de deformações permanentes ocorre na profundidade de 150 mm e não ocorrem deformações permanentes no subleito.

Uma proposta de avaliação do comportamento de camadas granulares de pavimentos quanto às deformações permanentes é apresentada por El Abd *et al.* (2004). Inicialmente o material avaliado foi submetido a ensaios triaxiais de deformações permanentes em diversos níveis pressão de confinamento e tensão desvio. Em seguida, os resultados foram analisados utilizando-se um modelo de previsão de deformações permanentes em função da tensão cíclica máxima aplicada e do número de ciclos. Finalmente, um programa de elementos finitos (CESAR-LCPC) foi utilizado para a determinação da distribuição de tensões em um pavimento. As tensões calculadas em diferentes pontos do pavimento correspondem a deformações permanentes obtidas segundo os modelos utilizados. Por fim, as deformações foram integradas segundo a direção vertical com o objetivo de obter o deslocamento da camada da estrutura. Para tanto, foram utilizados dois modelos: um modelo empírico e um modelo elasto-plástico. Segundo a metodologia proposta, o modelo elasto-plástico leva a deslocamentos inferiores aos do modelo empírico e indica maior estabilização das deformações permanentes após 100.000 ciclos. Porém, os níveis de deformações permanentes obtidos por ambos os modelos (entre 2 e 3,4 mm), mostraram-se adequados ao tipo de pavimento analisado.

A execução de ensaios triaxiais de deformações permanentes cobrindo todos os possíveis estados de tensões de possível ocorrência em camadas granulares de pavimentos pode ser muito demorada e demandar muitos ensaios. Sendo assim, Arnold e Dawson (2006) propuseram a execução de ensaios de deformações permanentes em multiestágios com aplicação de 50.000 ciclos de carga e mantendo a tensão principal média “p” constante. Os estados de tensões mais severos são definidos de acordo com a envoltória de resistência ao cisalhamento obtida em ensaios triaxiais de carregamento monotônico. Para cada material foram executados três ensaios com tensão principal média de 75, 150 e 250 kPa. A partir dos resultados obtidos foi calculado o quanto de deformação permanente ocorre entre 25.000 e 50.000 ciclos. Posteriormente estes valores foram extrapolados para 1.000.000 de ciclos e apresentados em %/1M (porcentagem por milhão). Os resultados foram dispostos no eixo das ordenadas de um gráfico com a tensão desvio (q) no eixo das abscissas. Foi observado que os valores obtidos dentro de um mesmo “p” são bem ajustados por um modelo exponencial. A partir do modelo obtido foram estimados afundamentos de trilha de roda e comparados com os obtidos em ensaios em verdadeira grandeza. Os resultados foram satisfatórios para 11 das 17 estruturas estudadas. A estimativa dos afundamentos não foi bem sucedida quando o revestimento era espesso (90 e 100 mm). Em Arnold *et al.* (2008) são apresentados, também, resultados obtidos para misturas agregado-cimento com ensaios drenados e saturados não-drenados

Além dos ensaios triaxiais de módulo de resiliência e de resistência ao cisalhamento, Jeon *et al.* (2008) também realizaram ensaios triaxiais de deformações permanentes. Estes ensaios foram realizados no estado de tensões com  $p = 200$  kPa e  $q = 340$  kPa, onde p é a média das tensões principais e q é a tensão desvio. Os resultados mostraram que o material reciclado estudado apresentou um comportamento muito próximo aos agregados comumente utilizados na Califórnia.

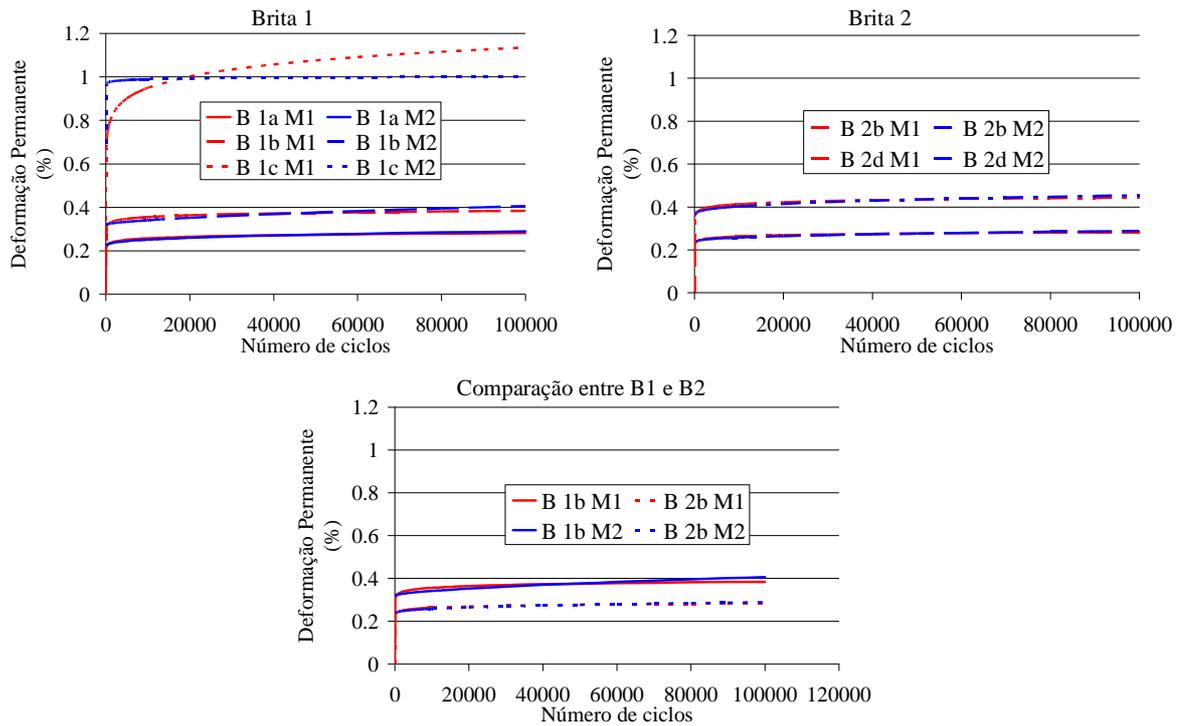
#### 2.2.3.4 A experiência brasileira

O Brasil também já acumula alguma experiência em deformações permanentes de agregados. A primeira pesquisa de que se têm notícias é a de Espinosa em 1987. Porém até 2001 não se teve mais notícia de pesquisas envolvendo deformações permanentes em agregados, à exceção do trabalho de Motta (1991). De 2001 em diante houve uma retomada de interesse neste tipo de análise e alguns aspectos das pesquisas desenvolvidas são apresentados neste item.

Espinosa (1987) realizou ensaios triaxiais de deformações permanentes em britas em corpos de prova de 10 x 20 cm. Foram estudadas duas amostras de brita graduada, uma mais graúda (Brita 1) com partículas de até 3/4” e outra mais miúda (Brita 2) com partículas de até 3/8”. Os resultados foram ajustados, segundo o modelo de Monismith *et al.* (1975), já apresentado pela equação (2.27) e, também, pelo modelo apresentado pela equação (2.41). Os parâmetros de regressão e os estados de tensões dos ensaios são apresentados na Tabela 2.22. As curvas de deformação permanente contra número de ciclos podem ser observadas na Figura 2.27. Ambos os modelos ajustaram bem o comportamento dos materiais, com coeficientes de correlação (R) superiores a 0,94. Porém o ensaio realizado na Brita 1, com pressão de confinamento de 0,105 MPa e tensão desvio de 0,315 MPa, mostrou uma pequena divergência entre os modelos. Neste caso o modelo da equação 2.41 apresentou melhor correlação. O autor observou que a deformação permanente é fortemente dependente do estado de tensões aplicado. A comparação de resultados de ensaios triaxiais de deformações permanentes, obtidos os dois materiais, só é possível para os ensaios realizados com o mesmo estado de tensões. Neste caso (B 1b e B 2b) observou-se que a Brita 1 (mais graúda) apresentou maiores deformações em relação à Brita 2 (mais miúda).

**Tabela 2.22** – Parâmetros dos modelos das equações 2.27 e 2.41 obtidos por Espinosa (1987)

		Estados de tensões (MPa)		Modelo de Monismith - equação (2.27)				
		Ensaio	$\sigma_d$	$\sigma_3$	A ( $10^{-3}$ )	B	-	r
Brita 1	B 1a M1	0,07	0,07	1,812	0,0383	-	0,983	
	B 1b M1	0,21	0,07	2,617	0,0333	-	0,951	
	B 1c M1	0,315	0,0105	4,66	0,0773	-	0,944	
Brita 2	B 2b M1	0,21	0,07	1,963	0,0317	-	0,982	
	B 2d M1	0,084	0,021	3,08	0,0319	-	0,976	
		Estados de tensões (MPa)		Modelo da equação (2.41)				
		Ensaio	$\sigma_d$	$\sigma_3$	A' ( $10^{-5}$ )	B'	$\epsilon_p(100)$	r
Brita 1	B 1a M2	0,07	0,07	1,33	0,344	$22 \times 10^{-4}$	0,998	
	B 1b M2	0,21	0,07	8,10	0,605	$32 \times 10^{-4}$	0,993	
	B 1c M2	0,315	0,0105	2,555	0,017	$69 \times 10^{-4}$	0,945	
Brita 2	B 2b M2	0,21	0,07	6,89	0,378	$23 \times 10^{-4}$	0,99	
	B 2d M2	0,084	0,021	1,83	0,343	$36 \times 10^{-4}$	0,995	



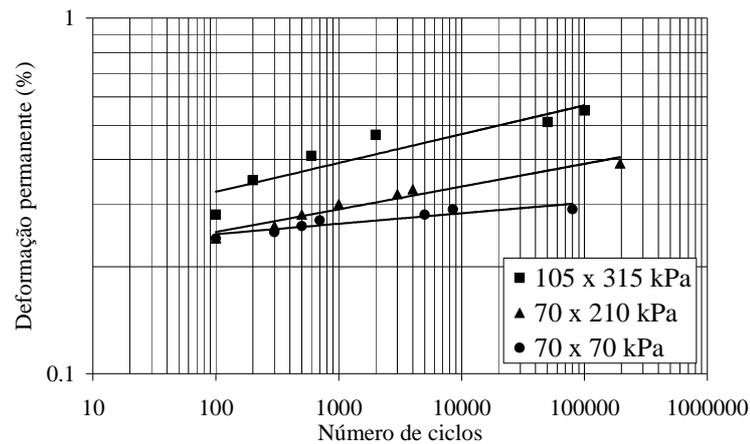
**Figura 2.27** – Modelos de deformações permanentes adaptados de Espinosa (1987)

$$\varepsilon_a^P = \varepsilon_{(100)}^P + A \cdot (N - 100)^B \quad (2.41)$$

Onde:

- $\varepsilon_a^P$  é a deformação axial permanente
- $\varepsilon_{(100)}^P$  é a deformação axial permanente para 100 aplicações de carga
- $N$  é o número de aplicações cíclicas de carga
- $A$  e  $B$  são os parâmetros do modelo

Foram executados por Motta (1991) ensaios de deformações permanentes em um solo laterítico pedregulhoso. Ainda que possuísse partículas de diâmetro elevado ( $< 1''$ ) este solo apresentou comportamento tipicamente coesivo nos ensaios de módulo de resiliência. Os resultados de deformações permanentes foram ajustados pelo modelo de Monismith *et al.* (1975), conforme a equação (2.27), obtendo coeficientes de determinação  $R^2$  superiores a 0,92. Os resultados são apresentados na Figura 2.28, segundo os estados de tensões ( $\sigma_d \times \sigma_3$ ) utilizados nos ensaios. A autora optou por excluir da análise os 100 primeiros ciclos de carga e apresentar os resultados em escala logarítmica nas abscissas e nas ordenadas.



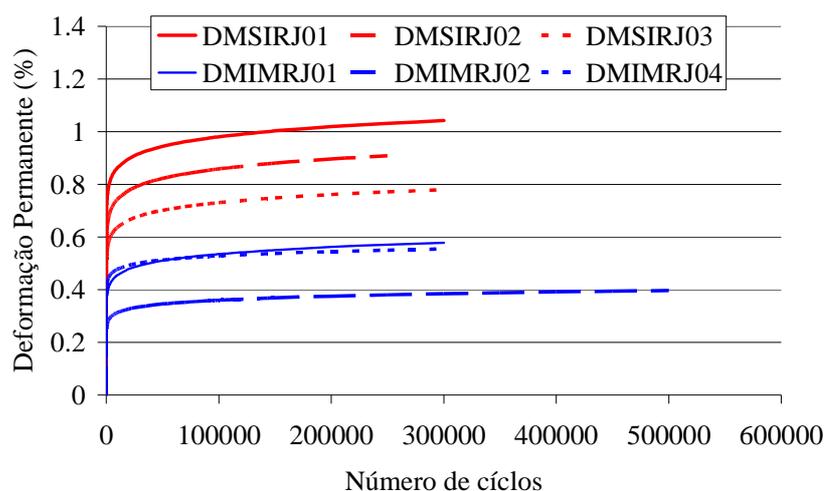
**Figura 2.28** – Modelos de deformações permanentes adaptados de Motta (1991)

No Brasil, o trabalho desenvolvido por Guimarães (2001) avaliou a evolução das deformações permanentes e, paralelamente, a variação do módulo de resiliência com o número de ciclos de carga. Foram estudados dois materiais: uma argila amarela oriunda de um talude de corte da rodovia BR 040/RJ, km 11 (utilizada como camada final de terraplenagem da pista experimental circular do IPR/DNER) e um agregado laterítico proveniente da cidade de Brasília. O autor verificou a possível ocorrência de *Shakedown* (acomodamento das deformações permanentes) para níveis de tensões confinantes entre 70 e 200 kPa e tensões desvio cíclicas também entre 70 e 200 kPa, aplicados a uma frequência de 2 Hz. Para os ensaios, foram utilizados corpos de prova de 10 x 20 cm. Os resultados dos ensaios de deformações permanentes foram dispostos em um diagrama de tensões principais onde foi possível determinar uma envoltória abaixo da qual o material alcança o *Shakedown*. Posteriormente, Guimarães *et al.* (2004) propuseram um ajuste dos resultados experimentais segundo um modelo combinado: parte potencial e parte linear, já apresentado pelas equações (2.30) e (2.31). Posteriormente, análise semelhante foi realizada em um terceiro material proveniente do estado do Acre, conforme descrito por Guimarães e Motta (2008).

Dias (2004) realizou uma breve avaliação sobre deformações permanentes nos agregados reciclados de telhas descritos no item anterior. Foram realizados 3 ensaios no agregado reciclado sem adições e 2 adicionando-se solo local ao agregado. Foram utilizados três estados de tensões ( $\sigma_3 \times \sigma_d$ ): 100 x 200, 100 x 300 e 150 x 500 kPa. Os materiais apresentaram acomodamento para o nível de tensões mais baixo, porém foi observada uma tendência ao colapso para os estados de tensões mais elevados. A sensível melhora no módulo

de resiliência, provocada pela adição de solo local ao agregado, apresentou-se mais discretamente no caso das deformações permanentes.

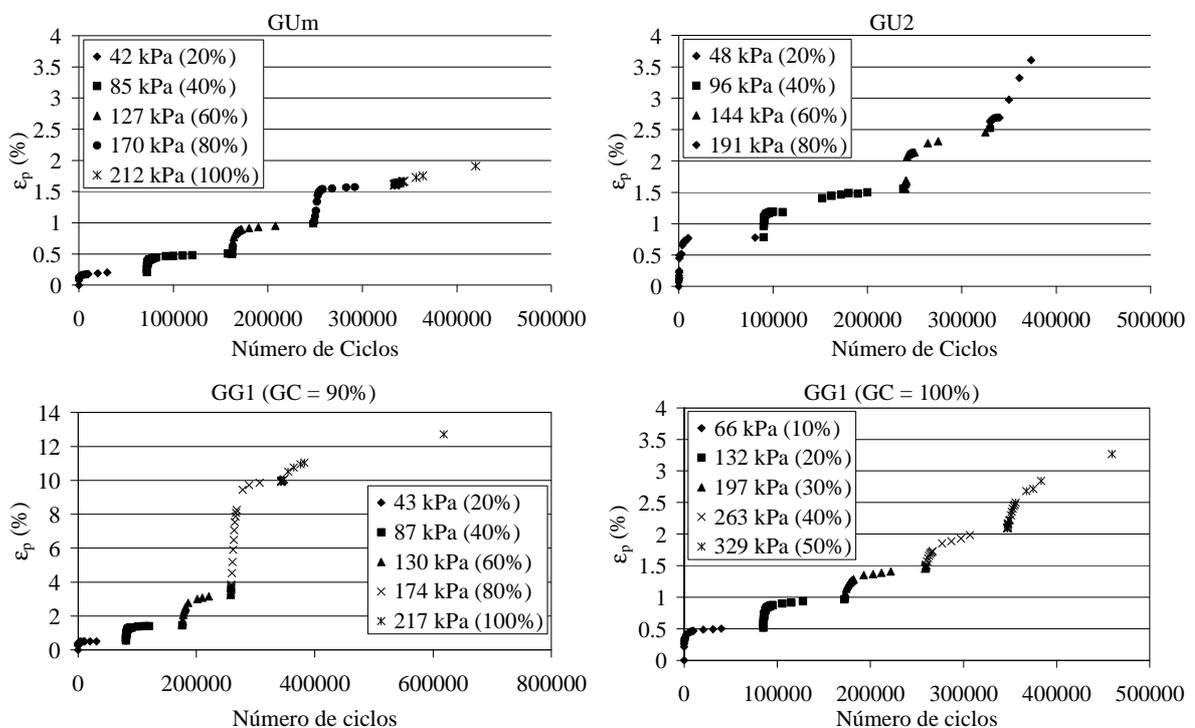
Ensaio triaxiais de carregamento repetido para deformações permanentes em agregados reciclados da construção e demolição foram realizados por Fernandes (2004). Os agregados estudados foram oriundos da cidade do Rio de Janeiro. Diversas composições foram estudadas caracterizando-se o seu módulo de resiliência. Para os ensaios de deformações permanentes foram escolhidas as amostras de melhor e pior desempenho nos ensaios de módulo de resiliência. Os resultados obtidos não superaram a deformação axial de 1% para o estado de tensões  $\sigma_3 = 105$  kPa e  $\sigma_d = 315$  kPa, ainda que o modelo de ajuste para o ensaio DMSIRJ01 apresente valores ligeiramente acima. Tal estado de tensões foi escolhido por ser o de maior magnitude na fase de condicionamento do ensaio de módulo de resiliência, produzindo as maiores deformações permanentes e por ser compatível com estados de tensões típicos de camadas de base. Foram realizados 3 ensaios para cada material permitindo uma avaliação da repetibilidade do ensaio. Os resultados obtidos foram ajustados pelo modelo de Monismith *et al.* (1975), conforme a equação (2.27), e são apresentados pela Figura 2.29. Deve-se observar que a curva DMIMRJ01 (linha mais fina) foi extrapolada a partir de  $N = 1000$ . A repetibilidade do ensaio foi suficiente para diferenciar os dois materiais quanto à resistência a deformações permanentes. O material de menor módulo de resiliência (DMSIRJ) apresentou maiores deformações permanentes.



**Figura 2.29** – Modelos de deformações permanentes adaptados de Fernandes (2004)

Ensaio triaxiais de deformações permanentes em multiestágios de carga foram realizados por Malysz (2004). Os materiais ensaiados foram os mesmos já apresentados no

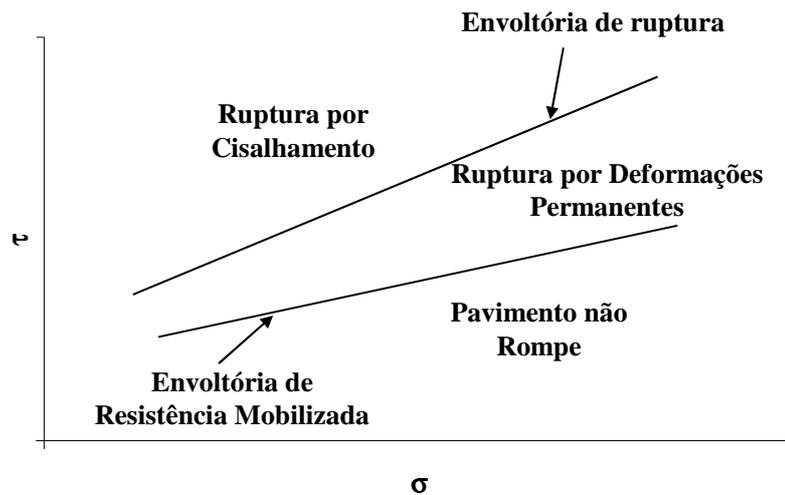
item 2.2.2, ou seja, as britas GUm e GG1, além da brita GU2 estudada por Casagrande (2003). Alguns resultados divergentes dos módulos de resiliência foram obtidos. A brita GU2 (uniforme com diâmetro máximo de partícula de 1”) que apresentou excelentes módulos de resiliência não teve o mesmo desempenho quanto às deformações permanentes, tendo alcançado o colapso (ruptura) para o estado de tensões em que a relação  $\sigma_1/\sigma_{1,f}$  foi igual a 0,8 (80% da tensão desvio de ruptura em carregamento monotônico com pressão de confinamento 21 kPa). Comportamento inverso foi observado para a brita GUm (uniforme com diâmetro máximo de 1/2”). O material apresentou módulos de resiliência extremamente baixos, igualando-se ao limite inferior da Figura 2.12, porém as deformações permanentes não foram tão elevadas quanto as deformações permanentes da brita GU2 e o colapso não foi alcançado para os estados de tensões utilizados. Os ensaios realizados na brita GG1 (bem graduada com tamanho máximo de partícula de 1”), com grau de compactação (GC) de 100%, apresentaram deformações permanentes relativamente baixas, visto que os estados de tensões aplicados foram os mais severos do programa experimental. Quando o grau de compactação foi de 90% os resultados se assemelharam com os da brita GU2, porém não alcançando o colapso. Os resultados obtidos são apresentados na Figura 2.30.



**Figura 2.30** – Resultados dos ensaios triaxiais de deformações permanentes (adaptado de Malysz, 2004)

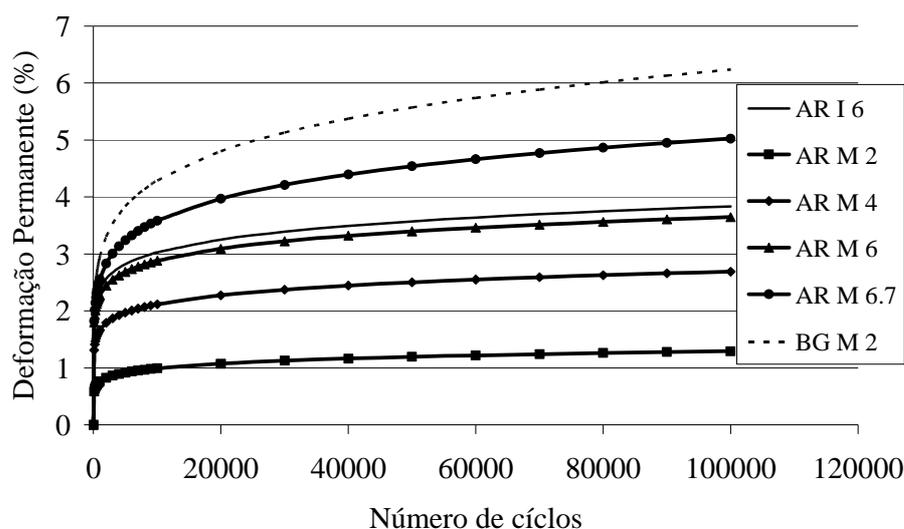
Todos os ensaios apresentados na Figura 2.30 foram realizados com pressão de confinamento de 21 kPa. As legendas mostram a tensão desvio utilizada e, entre parênteses, a relação  $\sigma_1/\sigma_{1,f}$ . Observa-se que a escala das ordenadas para a brita GU2 (GC = 90%) é bem maior que as demais e, ainda que não tenha atingido o colapso como a brita GU2, as deformações permanentes foram muito elevadas a partir de  $\sigma_d = 174$  kPa (80%). Também foi observado que as deformações permanentes obtidas para a brita GUm foram inferiores às da GG1 (GC = 100%), porém as tensões desvio aplicadas foram maiores no caso da brita GG1 (GC = 100%). A partir destes resultados foi concluído que a relação  $\sigma_1/\sigma_{1,f}$  dificulta as comparações entre os materiais e que a interpretação dos resultados deve ser realizada em função do seu estado de tensões absoluto.

Ainda no trabalho de Malysz (2004), foi proposto um método de análise conjunta de resistência ao cisalhamento e de deformabilidade, que permitisse uma avaliação do comportamento quanto às deformações permanentes de camadas granulares de pavimentos a partir de ensaios triaxiais convencionais e de carregamento repetido. O procedimento inicia com a extrapolação dos resultados dos ensaios triaxiais de deformações permanentes para números de ciclos mais próximos à vida de serviço que se espera para o pavimento. Os resultados são apresentados em gráficos  $\epsilon_p \times \sigma_d$  com o número de ciclos. Definindo-se um critério de ruptura, a tensão desvio, para a qual o critério é atingido, é obtida a partir dos resultados de ensaios triaxiais de deformações permanentes. Esta tensão é utilizada para obter a deformação vertical (nos resultados dos ensaios triaxiais convencionais) que corresponde a esta tensão desvio na tensão confinante avaliada. Portanto, esta é a tensão que relaciona deformações nos ensaios estáticos e dinâmicos. A partir desta deformação é possível determinar tensões desvio para outras pressões de confinamento na curvas de tensão desvio versus deformação axial e, por conseqüência, as envoltórias de resistência ao cisalhamento mobilizada para os números de ciclos avaliados. O comportamento esperado para a camada granular segue o estabelecido esquematicamente na Figura 2.31. Se as tensões atuantes na camada granular do pavimento situarem-se acima da envoltória de ruptura, a camada rompe por cisalhamento. No caso de se situarem entre a envoltória de ruptura e a envoltória de resistência ao cisalhamento mobilizada, ocorre ruptura por acúmulo excessivo de deformações permanentes. A estrutura encontra-se em situação estável quando as tensões atuantes situam-se abaixo da envoltória de resistência ao cisalhamento mobilizada para o número de ciclos previsto.



**Figura 2.31** – Representação esquemática dos possíveis comportamentos de camadas granulares sob cargas repetidas

Uma série de avaliações, relacionadas a deformações permanentes em agregados reciclados de resíduos sólidos da construção civil, foram realizadas por Leite (2007). Foram realizados ensaios de deformações permanentes nestes agregados visando observar o efeito da energia de compactação, o efeito do estado de tensões e comparar os resultados destes ensaios com os resultados de outros similares, realizados com um agregado britado convencional de mesma granulometria. Com relação à energia de compactação foi observada uma ligeira diferença de comportamento entre corpos de prova compactados na energia intermediária e na energia modificada. O material compactado na energia modificada apresentou maior tendência ao acomodamento. A verificação do efeito do estado de tensões foi feita a partir das relações  $\sigma_d/\sigma_3 = 2; 4; 6$  e  $6,7$ . Foi observado que, quanto maior esta relação, maiores são as deformações permanentes correspondentes. Observa-se neste caso que o nível absoluto de tensões não foi considerado na análise destes resultados e idênticas relações  $\sigma_d/\sigma_3$  em diferentes magnitudes de tensões podem levar a conclusões bem diferentes. Na comparação com o agregado britado convencional foram observadas deformações permanentes muito inferiores para o agregado reciclado. Este comportamento foi atribuído à maior intercepto coesivo no agregado reciclado, o que diminui a susceptibilidade a deformações permanentes em tensões de confinamento menores. Os modelos potenciais de ajuste obtidos podem ser observados na Figura 2.32, onde os materiais são identificados como agregado reciclado (AR) ou brita graduada (BG), segundo a energia de compactação intermediária (I) ou modificada (M) e a relação  $\sigma_d/\sigma_3$  (2; 4; 6 ou 6,7) em que foi realizado o ensaio.



**Figura 2.32** – Modelos de deformações permanentes obtidos por Leite (2007)

### 2.2.3.5 Considerações finais

As deformações permanentes não permitem a definição de envoltórias como feito para os módulos de resiliência (item 2.2.1.4) ou para a resistência ao cisalhamento (item 2.2.2.4). Os resultados assumem magnitudes que vão de quase nula até o colapso completo do corpo de prova. Foi verificada a utilização de diversos modelos de ajuste, sendo que o mais utilizado foi o de Monismith *et al.* (1975). A proposta de Guimarães *et al.* (2004) para utilização conjunta deste modelo com o modelo linear ampliou a faixa de utilização, permitindo ajustar melhor os resultados de ensaios realizados com elevadas deformações e elevados números de ciclos. A teoria do *Shakedown* tem se mostrado uma importante ferramenta na análise das deformações permanentes. A experiência internacional na questão das deformações permanentes já é bem sólida e continua sendo muito pesquisada. No Brasil, o interesse na pesquisa e avaliação das deformações permanentes vem aumentando, já acumulando expressiva experiência.

## 2.3 Equipamentos Triaxiais

A concepção do equipamento triaxial de grande porte desenvolvido nesta tese foi baseada em informações encontradas na literatura. Várias características de equipamentos de diversas localidades já foram citadas nos itens anteriores. Esta seção apresenta trabalhos que descrevem em detalhes alguns equipamentos triaxiais construídos no Brasil e no exterior com características semelhantes às do desenvolvido nesta pesquisa.

Um equipamento triaxial com controle automático de trajetória de tensões foi desenvolvido no Laboratório de Mecânica dos Solos (LMS) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), sendo descrito detalhadamente por Martins (1994) e posteriormente por Martins *et al.* (1996). O equipamento foi construído com o objetivo de estudar o comportamento de solos tropicais cimentados. A instrumentação foi composta por sensores de Efeito Hall para a medição local de deformações axiais e radiais e por uma célula de carga interior à câmara triaxial para medição da tensão desvio. A pressão confinante e a tensão desvio foram controladas por servo-mecanismos e a contra-pressão, necessária para a saturação do corpo de prova, foi gerada por um sistema de pressão constante baseado em potes de mercúrio. A redução da rotação do motor elétrico utilizado até o atuador hidráulico foi realizada por um sistema de polias com redução de 1:4 e uma caixa de engrenagens de redução 1:50, resultando em redução total de 1:200, o que permitiu incrementos de pressão inferiores a 1 kPa. Foram realizados ensaios com deformação radial nula em solo residual de arenito Botucatu, verificando-se por fim a aplicabilidade do equipamento para o estudo do comportamento mecânico de solos tropicais cimentados.

Foi construído por Ferreira (1998) um equipamento triaxial automatizado com o objetivo de estudar o comportamento mecânico de solos estruturados. Para tanto foi necessária a adoção de algumas características especiais como: (i) medição local de deformações e (ii) controle automático das trajetórias de tensões. Assim, o equipamento construído contou com sensores de medição local de efeito Hall e um sistema de válvulas proporcionais para o controle das tensões aplicadas. O material escolhido para o estudo foi um solo residual de arenito Botucatu oriundo de uma jazida localizada na rodovia RS 239. Foram determinadas envoltórias de resistência ao cisalhamento para valores de pico e para deformações axiais maiores que 10%, bem como, o efeito da cimentação na superfície de plastificação e no módulo de Young. Dando seqüência à sua pesquisa, Ferreira (2002-b) utilizou o equipamento supracitado em conjunto com análises de microscopia e difratogrametria de raios-X no estudo do comportamento mecânico do mesmo solo residual.

Lekarp e Isacson (2000) relataram o desenvolvimento de um equipamento triaxial com capacidade para aplicação de tensão desvio e tensão confinante, ambas cíclicas, em corpos de prova de diâmetro 500 mm e altura 1000 mm. Tais dimensões permitem ensaiar agregados com tamanho máximo de partícula de até 100 mm. A instrumentação do equipamento é composta por: 3 transdutores de deslocamentos do tipo LVDT para a medição de deformações

verticais, 1 transdutor de deslocamentos do tipo LVDT acoplado a um sistema de fixação para a medição de deformações radiais, uma célula de carga para a medição de cargas verticais e um transdutor de pressão para medição de pressão de confinamento. A carga vertical é aplicada por um atuador hidráulico com capacidade para 250 kN (correspondendo a uma tensão desvio de 1270 kPa para um corpo de prova de 500 mm de diâmetro) e frequência de até 10 Hz. A pressão confinante é aplicada através de óleo de silicone com auxílio de um atuador hidráulico servo-controlado com capacidade para 50 kN. Operando em conjunto com um cilindro de pressão com 320 mm de diâmetro, o sistema é capaz de aplicar pressões confinantes cíclicas de 620 kPa com uma frequência de 2 a 3 Hz. Foram realizados ensaios em 4 tipos de agregados: brita de granito, brita de calcário, mistura areia-cascalho naturais e concreto reciclado (britado). Obtiveram-se valores de módulo de resiliência, de coeficiente de Poisson e de resistência a deformações permanentes para os diversos materiais.

Um equipamento triaxial foi desenvolvido por Skoglund *et al.* (2000), com capacidade para acomodar corpos de prova de diâmetro 300 mm e altura 600 mm. O equipamento é capaz de aplicar tensões desvio e pressões confinantes cíclicas. O agregado utilizado na pesquisa foi uma brita de basalto, normalmente utilizada como lastro de ferrovias, com mais de 10% de material com dimensões entre 63 e 73 mm. No equipamento desenvolvido, as tensões desvio e as pressões confinantes são aplicadas por atuadores hidráulicos que transmitem as cargas para as hastes da câmara triaxial, as quais, portanto, devem ser dimensionadas para estes esforços. A pressão confinante cíclica é aplicada com auxílio de um cilindro pneumático de membrana, utilizando água destilada como fluido. Os corpos de prova são compactados por um compactador vibratório de placa. Os ensaios são instrumentados com 8 transdutores de deslocamento do tipo LVDT, sendo 4 para medir deformações verticais e 4 para medir deformações radiais, além de uma célula de carga para medir a tensão desvio. Os LVDTs são sustentados por braceletes metálicos que, por sua vez, são fixados diretamente no agregado graúdo (perfurando-se a membrana) com resina epoxi. A aquisição de dados é realizada por sistemas de aquisição de dados de marca HBM, modelo *Spider 8*, o mesmo utilizado nesta pesquisa, conforme será reportado no Capítulo 3.

Equipamento semelhante foi desenvolvido na República Sul Africana e apresentado no trabalho de Glatz e Jenkins (2007). O equipamento comporta corpos de prova de 300 mm de diâmetro e 600 mm de altura. Uma serie de materiais granulares foram selecionados para fazer parte do programa experimental, que na data da publicação não havia sido finalizado. Os

autores utilizaram uma mesa vibratória para a compactação dos corpos de prova, porém não conseguiram atingir os 105% do peso específico aparente seco máximo obtido no ensaio de Proctor com a energia normal, conforme requerido pelo programa experimental proposto. As tensões desvio são aplicadas por um atuador hidráulico com capacidade para até 500 kN e frequência de até 5 Hz. As pressões de confinamento atingiram até 500 kPa quando foi utilizada água como fluido de confinamento e 350 kPa quando foi utilizado ar. Optou-se por utilizar água pela baixa compressibilidade e rápida resposta quando da aplicação de confinamento cíclico. Foi utilizada uma válvula de alívio de segurança para pressão de 600 kPa, caso fossem aplicadas pressões de confinamento acima da capacidade da câmara triaxial. A instrumentação foi composta por LVDTs submersíveis nas direções vertical e radial, uma célula de carga e transdutores de pressão.

Bernardes (2008) desenvolveu um equipamento *hollow cylinder torsional*. O equipamento tem os mesmos princípios básicos dos equipamentos triaxiais, porém permite a avaliação da rotação das tensões principais a partir da aplicação de torque ao corpo de prova. O equipamento utiliza um corpo de prova cilíndrico vazado com 10 cm de diâmetro externo, 6 cm de diâmetro interno e 20 cm de altura. São aplicadas pressões de ar comprimido internamente e externamente ao corpo de prova. Assim, os carregamentos aplicados são: tensão vertical, tensão interna, tensão externa e torque. Neste caso a interpretação mais adequada deixa de ser a partir dos eixos cartesianos e passa a ser segundo coordenadas polares, onde são definidas as tensões: vertical, radial, circunferencial e tangencial (de cisalhamento). Esta configuração permite a execução de ensaios diferenciando a tensão principal intermediária da tensão principal menor ( $\sigma_2 > \sigma_3$ ). A instrumentação é composta por três transmissores de pressão, três células de carga e dois transdutores de deslocamento. Os transmissores de pressão medem: (i) a pressões interna e externa ao corpo de prova (iguais), (ii) a pressão que aciona o cilindro pneumático para aplicação das tensões verticais e (iii) a pressão que aciona os cilindros pneumáticos para aplicação do torque. Uma célula de carga é utilizada para a medição das tensões verticais e outras duas para a medição do torque (uma para cada direção). Os transdutores de deslocamento são utilizados para a obtenção das deformações vertical e de giro. A aquisição de dados é realizada por um sistema da marca HBM modelo *Spider 8* e gerenciado pelo programa *Catman 4.5*. O sistema é mesmo sistema utilizado nesta tese, conforme será descrito no Capítulo 3. Foram realizados ensaios em um

solo residual de arenito Botucatu, verificando-se a forte influência da rotação das tensões principais nas deformações permanentes.

## 2.4 Análise Mecânica

A análise dos resultados de ensaios realizados nos materiais de pavimentação, por si só, não fornece informações suficientes para avaliar o desempenho de um pavimento. Os materiais apresentam comportamentos diversos dependendo do estado de tensões a que estão submetidos. Então, para uma avaliação mais completa, os estados de tensões atuantes nas camadas de pavimentos são determinados por um procedimento conhecido como análise mecânica. Estão disponíveis no mercado diversos programas para este fim e, neste item, são apresentados alguns trabalhos com aplicações de alguns deles.

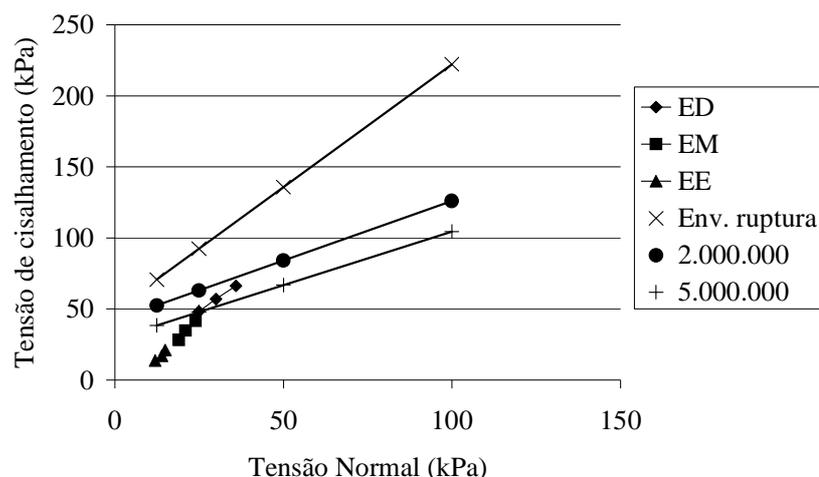
Para uma análise mais completa do comportamento de pavimentos, Franco (2000) reuniu diversos modelos de previsão em um sistema computacional que permite ao usuário analisar o desempenho de pavimentos mecanicamente. Para o caso de camadas granulares, o modelo para previsão de deformações permanentes escolhido foi o de Tseng e Lytton. O sistema também incorporou modelos de comportamento relativos a revestimentos, solos estabilizados e solos de subleito. Foram realizadas análises da influência de diversos parâmetros relativos aos materiais, carregamento, clima e tráfego nos resultados obtidos.

O dimensionamento de pavimentos flexíveis pode ser feito a partir dos resultados de ensaios triaxiais convencionais e de deformações permanentes sob cargas repetidas conforme proposto por Arnold *et al.* (2003). Os autores ensaiaram corpos de prova em carregamento monotônico e determinaram as envoltórias de ruptura de dois agregados provenientes da Irlanda do Norte, sendo um agregado intemperizado e de qualidade inferior e outro de boa qualidade, tomado como referência. Os ensaios triaxiais de carregamento repetido foram executados a valores de  $p = 1/3 [\sigma_1 + (2 \sigma_3)]$  de 75, 150 e 250 kPa e valores de  $q = (\sigma_1 - \sigma_3)$  variando para cada valor de  $p$ , de forma que, quando a tensão vertical era aumentada, a pressão confinante diminuía para que o valor de  $p$  permanecesse constante. O método de dimensionamento proposto baseia-se no fato de que, se o estado de tensões atuante estiver abaixo da envoltória de ruptura, ocorrerão apenas deformações de baixa magnitude. Por outro lado, se as tensões forem muito severas, ocorrerão deformações mais acentuadas ou ruptura por cisalhamento. As tensões atuantes foram obtidas com a utilização do programa CIRCLY

de análise elástica-linear. No procedimento proposto foi utilizada uma tensão residual de compactação de 30 kPa na direção horizontal; caso contrário a análise levaria a espessuras irreais.

Um estudo comparativo entre sistemas de cálculo de tensões e deformações foi realizado por Darous (2003), com o objetivo de avaliar os resultados de alguns programas de verificação mecânica de estruturas de pavimentos desenvolvidas no Brasil e no exterior. Foram estudados os programas de análise elástica-linear: ELSYM5, KENLAYER e JULEA e de análise elástica- não linear: KENLAYER e FEPAVE2. O autor observou que, na grande maioria das estruturas convencionais, compostas de revestimento, base granular e subleito de solo tropical, os módulos de resiliência da base são muito menores do que os do subleito, quando se utiliza análise elástica-não linear. Os resultados obtidos com o programa ELSYM5 demonstraram maior proximidade com os resultados de análises elásticas-não lineares do programa FEPAVE2 do que com os resultados do programa KENLAYER. O sistema ELSYM5 demonstrou maior consistência em termos de comportamento tensão-deformação do que o sistema KENLAYER.

No trabalho de Malysz (2004) foram calculadas as tensões atuantes no plano médio de camadas granulares de pavimentos flexíveis de seções típicas, utilizando-se o programa ELSYM5. Foram analisadas estruturas denominadas: Estrutura Delgada (ED), Estrutura Média (EM) e Estrutura Espessa (EE), compostas por revestimento asfáltico, base granular e subleito argiloso. Os resultados obtidos para os materiais estudados foram apresentados comparativamente às envoltórias de resistência mobilizadas, conforme apresentado no item 2.2.3.4. O comportamento obtido para uma brita graduada bem compactada é apresentado pela Figura 2.33. Observa-se que os estados de tensões obtidos para as estruturas espessa e média não ultrapassam as envoltórias e os resultados para a estrutura delgada ultrapassam apenas a envoltória de resistência ao cisalhamento mobilizada para  $5 \times 10^6$  ciclos de carga. A mesma brita com deficiência na compactação e outra de mesmo tamanho máximo de partícula, porém uniformemente graduada, apresentaram ruptura por cisalhamento em todas as análises realizadas. Uma quarta brita uniforme mais miúda apresentou-se estável em estruturas espessas e médias, porém apresentou ruptura por cisalhamento para a estrutura delgada.



**Figura 2.33** – Tensões de cisalhamento, envoltórias de ruptura e de resistência ao cisalhamento mobilizada para a brita GG1 (GC = 100%)

Uma análise de sensibilidade da resposta de camadas granulares de pavimentos a partir do guia de projeto da AASHTO (2002) foi realizada por Masad e Little (2004). Trata-se de uma análise um pouco mais apurada, considerando o efeito de diversos parâmetros no desempenho dos pavimentos. Neste estudo foram comparadas deflexões de pavimentos medidas em campo com as previstas com modelos que consideram a anisotropia dos materiais. Os melhores resultados foram obtidos com o módulo de resiliência horizontal sendo cerca de 30% do vertical. Também foram realizadas análises quanto a deformações permanentes e vida de fadiga. As análises considerando materiais anisotrópicos levaram a deformações permanentes maiores para base e revestimento em relação àquelas considerando materiais isotrópicos. Por outro lado, a vida de fadiga calculada para os pavimentos analisados foi maior utilizando-se propriedades anisotrópicas não-lineares. Por fim, a análise de sensibilidade mostrou que a rigidez e a espessura da base granular têm influência significativa na irregularidade e no trincamento longitudinal. A influência das propriedades da base granular no trincamento por fadiga é cerca da metade daquela exercida sobre o trincamento longitudinal e apresenta pouca influência nas deformações permanentes.

O trabalho de Peraça (2007) apresentou análises mecânicas com a utilização do programa *Everstress 5.0* desenvolvido pelo Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de Washington (EUA). O programa realiza análises elásticas e não-lineares em estruturas formadas por até cinco camadas e solicitadas por até 10 rodas. O autor avaliou quatro estruturas com o objetivo de avaliar o desempenho de solos saprolíticos de rochas vulcânicas da região central do Rio Grande do Sul. Foram avaliadas as possibilidades de utilização dos

referidos materiais como sub-base, base ou revestimento primário. No caso da análise como material de base foram considerados revestimentos do tipo tratamento superficial e pré-misturado a quente. Na avaliação como material de sub-base, a base foi considerada de brita graduada e o revestimento em concreto asfáltico. Com os estados de tensões calculados, foram feitas análises de fadiga para os revestimentos asfálticos, de resistência ao cisalhamento para os materiais granulares e deformações permanentes excessivas no subleito, segundo modelos propostos pelo método de dimensionamento de pavimentos flexíveis da República Sul Africana. Os resultados demonstraram a elevada influência do grau de compactação e do teor de umidade no desempenho das estruturas avaliadas.

### **3 CONCEPÇÃO DO EQUIPAMENTO TRIAXIAL DE GRANDE PORTE E DESCRIÇÃO DOS DEMAIS EQUIPAMENTOS UTILIZADOS**

Este capítulo destina-se à descrição e detalhamento da concepção do equipamento triaxial de grande porte desenvolvido nesta tese. O equipamento construído tem capacidade para a realização de ensaios estáticos de resistência ao cisalhamento, bem como ensaios de módulo de resiliência e deformações permanentes sob carregamento repetido em agregados. São abordados aspectos relativos ao pórtico de reação para aplicação das cargas, à câmara triaxial, aos sistemas de aplicação de cargas, à instrumentação e ao sistema de aquisição de dados.

Até então, os ensaios triaxiais em agregados eram realizados, no Laboratório de Pavimentação (LPAV) e no Laboratório de Geotecnologia (LAGEO) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), em equipamentos com capacidade para corpos de prova cilíndricos de 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura (10 x 20 cm). Como os corpos de prova com estas dimensões não são adequados à avaliação de agregados graúdos, estes equipamentos serão aqui denominados de triaxiais para solos. Os ensaios desta tese foram realizados nos dois equipamentos com o objetivo de comparar os resultados obtidos verificando assim a influência do tamanho do corpo de prova. Sendo assim, cabe também uma descrição simplificada destes equipamentos no final deste capítulo.

#### **3.1 Concepção do Equipamento Triaxial de Grande Porte**

A utilização de ensaios triaxiais para a avaliação do comportamento mecânico de agregados requer um cuidado especial no que se refere às dimensões do corpo de prova. Agregados graúdos podem influenciar os resultados dos ensaios, necessitando de corpos de prova de grandes dimensões para que os resultados sejam confiáveis. Lekarp e Isacson (2001), afirmam que, para que os ensaios triaxiais sejam representativos, o diâmetro do corpo de prova deve ser pelo menos cinco vezes maior que o máximo tamanho de partícula. Já Theyse (2000) afirma que, se a razão entre o diâmetro do corpo de prova e o máximo tamanho de agregado for menor do que 4, a resistência ao cisalhamento do material será superestimada. De forma geral é aceito que a relação entre o diâmetro do corpo de prova e o máximo tamanho de partícula deve estar entre 4 e 5. Como não há consenso sobre qual é a razão limite, utiliza-se 5 como referência. A relação entre a altura e o diâmetro do corpo de prova igual a 2 é consensualmente aceita. Este foi o fato que motivou a construção do equipamento triaxial de grande porte, desenvolvido nesta tese.

O equipamento triaxial de grande porte construído comporta corpos de prova cilíndricos de 25 cm de diâmetro por 50 cm de altura (25 x 50 cm). Uma câmara triaxial construída em acrílico, alumínio e aço inox permite a aplicação do estado de tensões triaxial. Um pórtico de reação construído em alumínio e aço suporta os dispositivos de aplicação de carga. As cargas estáticas são aplicadas por um sistema composto de motor elétrico e macaco mecânico funcionando sincronizados por um sistema de polias e correias que propiciam a redução de rotação necessária à aplicação do torque requerido na velocidade desejada. Um cilindro pneumático associado a uma válvula solenóide é responsável pela aplicação dos carregamentos dinâmicos. Um sistema de controle e aquisição de dados comanda as operações de aplicação de cargas, segundo as necessidades de cada ensaio, e realiza as leituras da instrumentação.

Para a execução do equipamento, foi avaliada a possibilidade de utilização dos seguintes materiais: Aço AISI 1020, Aço AISI 1045, Aço AISI 304 (aço inoxidável), Liga de alumínio AA 5052, Liga de alumínio AA 5086, acrílico e fibra de vidro, cujas propriedades são apresentadas na Tabela 3.1. As propriedades das ligas de alumínio foram obtidas de ABAL (2001), enquanto as propriedades dos aços de ASM (1991). Observa-se que as ligas de alumínio avaliadas são de alta resistência e popularmente conhecidos como “alumínio naval”. As propriedades do acrílico e da fibra de vidro foram obtidas de Ashby e Jones (1996) e Ashby e Jones (1998), bem como da matriz epóxi e da matriz poliéster, já que a fibra de vidro é utilizada como material compósito. Observa-se na Tabela 3.1 os elevados valores de resistência da fibra, porém o material compósito fibra-matriz possui propriedades inferiores às da fibra pura, conforme apresentado na Tabela 3.2.

**Tabela 3.1** – Propriedades dos materiais utilizados na construção do pórtico de reação

Material	Tensão de Escoamento (MPa)	Tensão de Ruptura (MPa)	Módulo de Young (GPa)	Peso Específico (kgf/m <sup>3</sup> )
Aço AISI 1020	205	380	200	7.900
Aço AISI 1045	310	565	200	7.900
Aço AISI 304	415	620		7.900
Alumínio AA 5052	160	215	70	2.700
Alumínio AA 5086	195	275	70	2.700
Acrílico	10,6 – 48	69	1,6 – 3,4	
Fibra de Vidro	-	1400 - 2500	76	2,56
Matriz Epóxi	30 - 100	30 – 120	2,1 – 5,5	1,2 – 1,4
Matriz Poliéster	-	45 - 85	1,3 – 4,4	1,1 – 1,4

**Tabela 3.2** – Propriedades do material compósito à base de fibra de vidro

Matriz	Tensão de Escoamento (MPa)	Tensão de Ruptura (MPa)	Módulo de Young (GPa)	Peso Específico (kgf/m <sup>3</sup> )
Epóxi	-	-	35 - 45	-
Poliéster	1240	100 - 300	7 - 48	2,0

São apresentadas no Anexo A as pranchas com os desenhos detalhados das peças do equipamento construído. As referidas pranchas foram divididas da seguinte forma: 1 – Pórtico de Reação, 2 – Câmara Triaxial, 3 – Cilindro Pneumático, 4 – Detalhes e Verificações, 5 – Molde e 6 – Proteção das Polias.

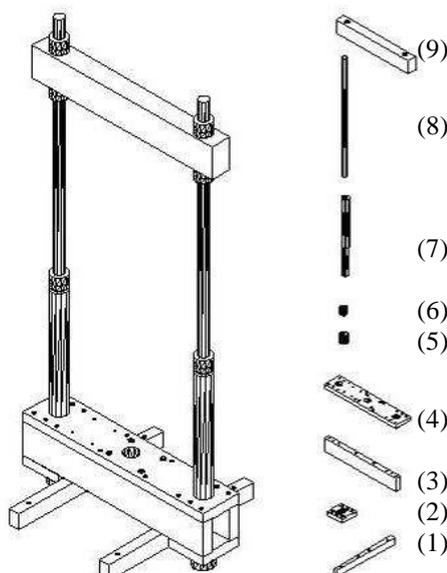
### 3.1.1 Pórtico de Reação

O equipamento é sustentado por uma estrutura metálica, que tem a função de fornecer a reação necessária à aplicação das cargas, além de sustentar os diversos dispositivos elétricos, mecânicos e pneumáticos. A estrutura é formada pelas seguintes peças:

- Vigas de sustentação
- Placas Laterais
- Vigas inferiores
- Placa superior
- Extensões das Hastes
- Porcas de rosca M90
- Porcas de rosca 2 ½"
- Fusos de rosca 2 ½"
- Viga superior

A Figura 3.1 mostra um esquema tridimensional do pórtico de reação, atribuindo um número de identificação a cada peça. A estrutura fica apoiada nas vigas de sustentação (1), dimensionadas para uma carga estimada (com coeficiente de segurança) de 20 kN. Esta estimativa engloba, basicamente, o peso próprio da prensa, o peso do corpo de prova e alguma carga acidental que porventura ocorra. A reação ao carregamento (200 kN) será suportada pelas vigas inferiores (3), viga superior (9), extensões das hastes (7) e fusos (8), sendo que as vigas inferiores e a viga superior trabalham à flexão e as extensões das hastes e os fusos trabalham à tração. As placas laterais (2) e a placa superior (4) têm o objetivo de auxiliar na

montagem do pórtico e servir como base para a fixação do motor elétrico, do macaco mecânico e das extensões das hastes, sendo que a sua contribuição estrutural é desprezada. As contra-porcas de rosca M90 (5) e as contra-porcas de rosca 2 ½” (6) foram dimensionadas de forma a suportar metade da carga de projeto (100 kN) em cada lado da estrutura.



**Figura 3.1** – Esquema tridimensional do pórtico de reação

A carga de projeto foi estimada a partir de parâmetros de resistência ao cisalhamento de materiais granulares, obtidos na literatura especializada. Materiais granulares (britas) costumam desenvolver elevados parâmetros de resistência ao cisalhamento. Lekarp *et al.* (1996) obtiveram, para um agregado britado de calcário, um intercepto coesivo de 79 kPa e ângulo de atrito interno de 59°. Estes parâmetros são considerados elevados, mesmo em se tratando de britas. A norma DNER ME 131/94 sugere para materiais granulares a pressão de confinamento máxima de 140 kPa para o ensaio triaxial de módulo de resiliência, então, para fins de dimensionamento da estrutura do pórtico de reação foi considerada uma pressão de confinamento um pouco maior, 200 kPa. Tal majoração foi adotada com o objetivo de abordar situações especiais, abrangendo tensões excepcionais para pavimentos flexíveis. Um material com os parâmetros de resistência ao cisalhamento supracitados desenvolve tensão desvio de ruptura teórica de 3.164 kPa. Para um corpo de prova de 25 cm de diâmetro e 50 cm de altura, esta tensão corresponde a uma carga de 155 kN. Utilizando-se um coeficiente de segurança de 1,2 para majorar cargas, chega-se ao valor de 186 kN. Como os dispositivos de aplicação de

cargas comercialmente disponíveis normalmente apresentam capacidades de 150 ou 200 kN, esta última foi adotada como carga de projeto.

### 3.1.1.1 Vigas de sustentação

As vigas de sustentação são o suporte de todo o equipamento, e sofrem apenas as solicitações devidas ao seu peso próprio. Foram especificadas duas vigas de sustentação para que o equipamento fique assente sobre 4 patas para máquinas do tipo *vibrastop*.

Como a construção do equipamento se deu em etapas, os esforços solicitantes das vigas de sustentação foram calculados com base em estimativas de peso, incluindo: estrutura, câmara triaxial, cilindro pneumático, macaco mecânico, motor elétrico e corpo de prova. Sendo assim, a estimativa de cargas atuantes nas vigas de sustentação resultou em 12 kN. Como este valor é apenas uma estimativa, foi utilizado um coeficiente de segurança para as cargas um pouco maior que o tradicional 1,4. Ao final da estimativa considerou-se adequado utilizar 20 kN como carga de projeto.

As vigas de sustentação foram especificadas com 1 m de vão e dois pontos de carga, oriundos das vigas inferiores, com 5 kN cada um. A configuração do carregamento, os esforços solicitantes e os diagramas obtidos são apresentados na Figura 3.2.

Observadas as solicitações obtidas, foram definidas as seções transversais das vigas. Utilizando-se uma seção retangular de 63,5 x 100 mm, foram calculadas as tensões máximas de tração e de compressão, conforme apresentado nas equações (3.1) e (3.2). Nota-se que as tensões de tração e de compressão calculadas são iguais visto que a linha neutra passa pelo centróide da seção.

$$\sigma = \frac{M \times Y}{I} \quad (3.1)$$

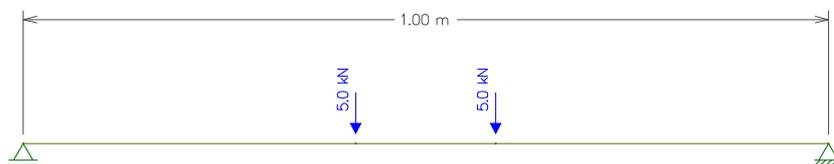
Onde:

- $\sigma$  é a tensão atuante
- $M$  é o momento fletor
- $Y$  é a distância em relação ao centróide
- $I$  é o momento de inércia representado pela equação (3.2)

$$I = \frac{b \times h^3}{12} \quad (3.2)$$

Onde:

- $I$  é o momento de inércia para uma seção retangular
- $b$  é a base da seção
- $h$  é a altura da seção



Esquema de carregamento

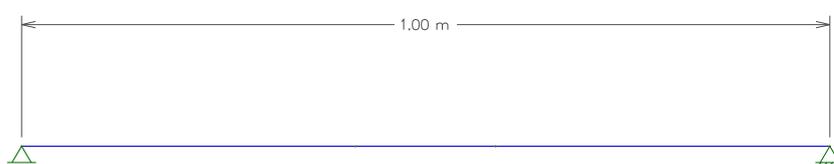


Diagrama de esforço normal

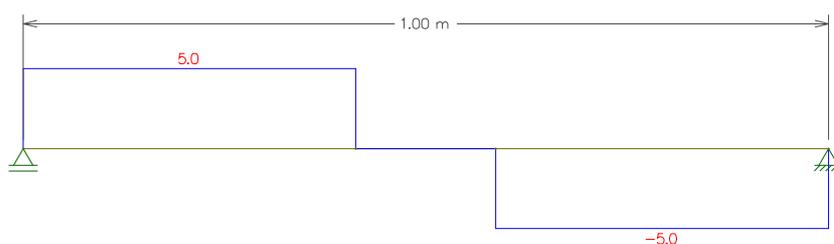


Diagrama de esforço cortante

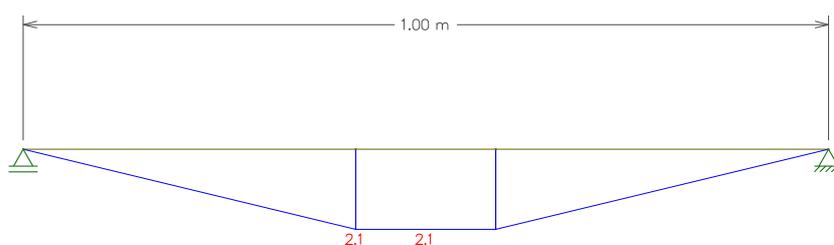


Diagrama de momento fletor

**Figura 3.2** – Diagramas de esforços para as vigas de sustentação

Assim, se utilizado como material a liga de alumínio AA 5052, pode ser considerada uma tensão de escoamento de 160 MPa, obtendo-se um coeficiente de segurança  $CS = 8$ . Utilizando-se módulo de elasticidade  $E = 70$  GPa e a seção transversal proposta, o deslocamento máximo obtido para as vigas de sustentação é de 0,05 mm, calculado no centro do vão. Neste caso, cada viga pesaria aproximadamente 21,3 kgf. A geometria final das 2 peças previstas é apresentada detalhadamente na Prancha 1.01, incluindo os furos e roscas

necessários à fixação das peças adjacentes. As vigas de sustentação são apresentadas pela Figura 3.3.



**Figura 3.3** – Vigas de Sustentação

No caso da utilização de liga de alumínio AA 5086, para atingir-se o coeficiente de segurança de 8, é necessária uma seção de 63,5 x 90 mm, remetendo a uma peça de 19 kg. Outra opção é utilizar aço 1020 na construção das vigas de sustentação. Neste caso, para atingir-se o mesmo coeficiente de segurança, seria necessária uma seção de 63,5 x 88 mm, situação na qual cada viga pesaria aproximadamente 55 kgf. A Tabela 3.3 apresenta a seção necessária, o peso de cada viga e o deslocamento previsto para o caso de  $CS = 8$ .

**Tabela 3.3** – Propriedades mecânicas de diversas configurações avaliadas para as vigas de sustentação

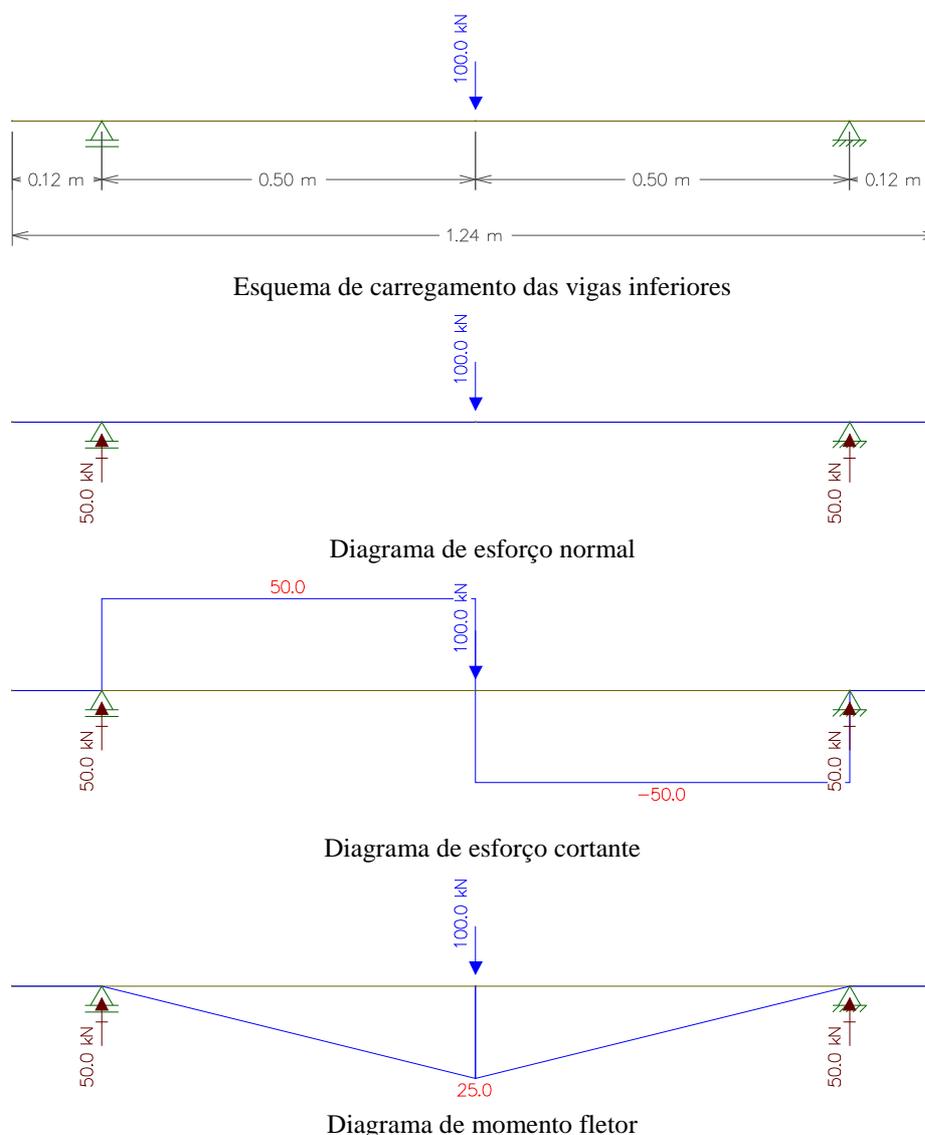
Material	Seção		Peso (kgf)	Deslocamento (mm)	CS
	Largura (mm)	Altura (mm)			
Liga de alumínio AA 5052	63,5	100	21	0,5	8
Liga de alumínio AA 5086	63,5	90	19	0,7	8
Aço AISI 1020	63,5	88	55	0,3	8

### 3.1.1.2 Vigas inferiores

As vigas inferiores foram especificadas de forma a absorverem os esforços oriundos dos ensaios, bem como acomodar o macaco mecânico, o motor elétrico, a câmara triaxial e ainda proporcionar um espaço para manuseio no decorrer dos ensaios. Para tanto, foi necessário um vão livre de 1m de comprimento. Foram especificadas duas vigas inferiores, de forma que o espaço entre elas pudesse abrigar o fuso do macaco mecânico.

Conforme já comentado, o equipamento deve ter capacidade de suportar aplicação de uma carga máxima de 200 kN. Portanto, cada viga deve suportar um carregamento de 100 kN.

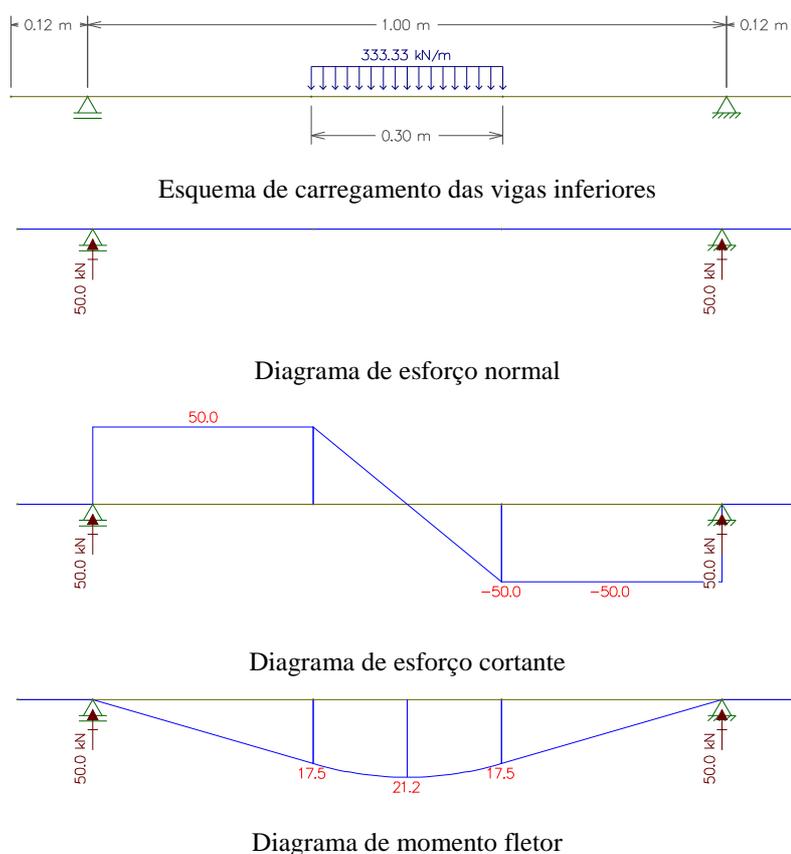
Os diagramas de esforços obtidos para as vigas inferiores são apresentados pela Figura 3.4. Como não existem carregamentos laterais significativos, as vigas inferiores não são submetidas a esforços normais. Considerando-se que as vigas inferiores são solicitadas por uma carga concentrada central, o diagrama é dividido em duas partes onde o esforço cortante assume o mesmo valor em módulo, porém com sinais contrários. O diagrama de momento fletor apresenta um valor máximo de 25 kNm no centro do vão e diminuindo até atingir um valor nulo nos apoios.



**Figura 3.4** – Diagramas de esforços para as vigas inferiores sob carregamento concentrado

Observando-se que a carga oriunda da execução dos ensaios é transmitida às vigas inferiores pela base do macaco mecânico (28 cm) apoiada na placa superior (1240 mm), a consideração de carregamento concentrado parece pouco apropriada para esta avaliação. Sendo assim, a Figura 3.5 apresenta os diagramas de esforços obtidos considerando-se que a carga é transmitida em um comprimento de 300 mm.

Novamente não existem carregamentos laterais significativos e, portanto, as vigas inferiores não são submetidas a esforços normais. Nesta configuração de carregamento, o diagrama de esforço cortante assume o valor constante de 50 kN com sinais positivo e negativo nos trechos que não estão sob carga. No trecho correspondente ao carregamento distribuído, o esforço cortante varia linearmente de 50kN até -50kN. O carregamento distribuído gera um diagrama de momentos fletores iniciando com valor zero nos apoios e variando linearmente até atingir 17,5 kNm no ponto onde começa o carregamento distribuído. No trecho carregado os momentos fletores variam parabolicamente atingindo o valor máximo de 21,2 kNm no centro do vão.



**Figura 3.5** – Diagramas de esforços para as vigas inferiores sob carregamento distribuído

Observadas as solicitações obtidas, foram definidas as seções transversais das vigas. Utilizando-se a liga de alumínio AA 5052 para a confecção das vigas inferiores e uma seção transversal de 63,5 x 200 mm, foram calculadas as tensões máximas de tração e de compressão, conforme apresentado nas equações 3.1 e 3.2. Nota-se que as tensões de tração e de compressão calculadas são iguais visto que a linha neutra passa pelo centróide da seção.

Assim, considerando-se uma tensão de escoamento de 160 MPa (liga de alumínio AA 5052), obtém-se um coeficiente de segurança  $CS = 3,2$ . Utilizando-se o módulo de elasticidade  $E = 70$  GPa e a seção transversal proposta, o deslocamento máximo obtido para as vigas inferiores é de 0,7 mm, calculado no centro do vão. Nesta geometria o peso de cada peça é 42,5 kgf. A geometria final das 2 peças previstas é apresentada detalhadamente na Prancha 1.02, incluindo os furos e roscas necessários à fixação das peças adjacentes.

No caso da utilização de liga de alumínio AA 5086, para atingir-se o coeficiente de segurança de 3,2, é necessária uma seção de 63,5 x 181 mm, remetendo a uma peça de 38,5 kg. Outra opção é utilizar aço AISI 1020 na construção das vigas de sustentação. Neste caso, para atingir-se o mesmo coeficiente de segurança, seria necessária uma seção de 63,5 x 177 mm, situação na qual cada viga pesaria aproximadamente 110 kgf. As vigas inferiores são apresentadas na Figura 3.6. A Tabela 3.4 apresenta a seção necessária, o peso de cada viga e o deslocamento previsto para o caso de  $CS = 3,2$ .



**Figura 3.6** – Vigas inferiores

**Tabela 3.4** – Propriedades mecânicas de diversas configurações avaliadas para as vigas inferiores

Material	Seção		Peso (kgf)	Deslocamento (mm)	CS
	Largura( mm)	Altura (mm)			
Liga de alumínio AA 5052	63,5	200	42,5	0,7	3,2
Liga de alumínio AA 5086	63,5	181	38,5	0,9	3,2
Aço AISI 1020	63,5	177	110	0,3	3,2

### 3.1.1.3 Viga superior

Da mesma forma que para as vigas inferiores, para a viga superior, foi necessário 1m de vão livre para proporcionar o alinhamento com as vigas inferiores e proporcionar espaço para o manuseio do cilindro pneumático e da instrumentação. Porém, neste caso, foi especificada uma única viga superior, já que na porção superior do equipamento não é necessário acomodar o fuso do macaco mecânico.

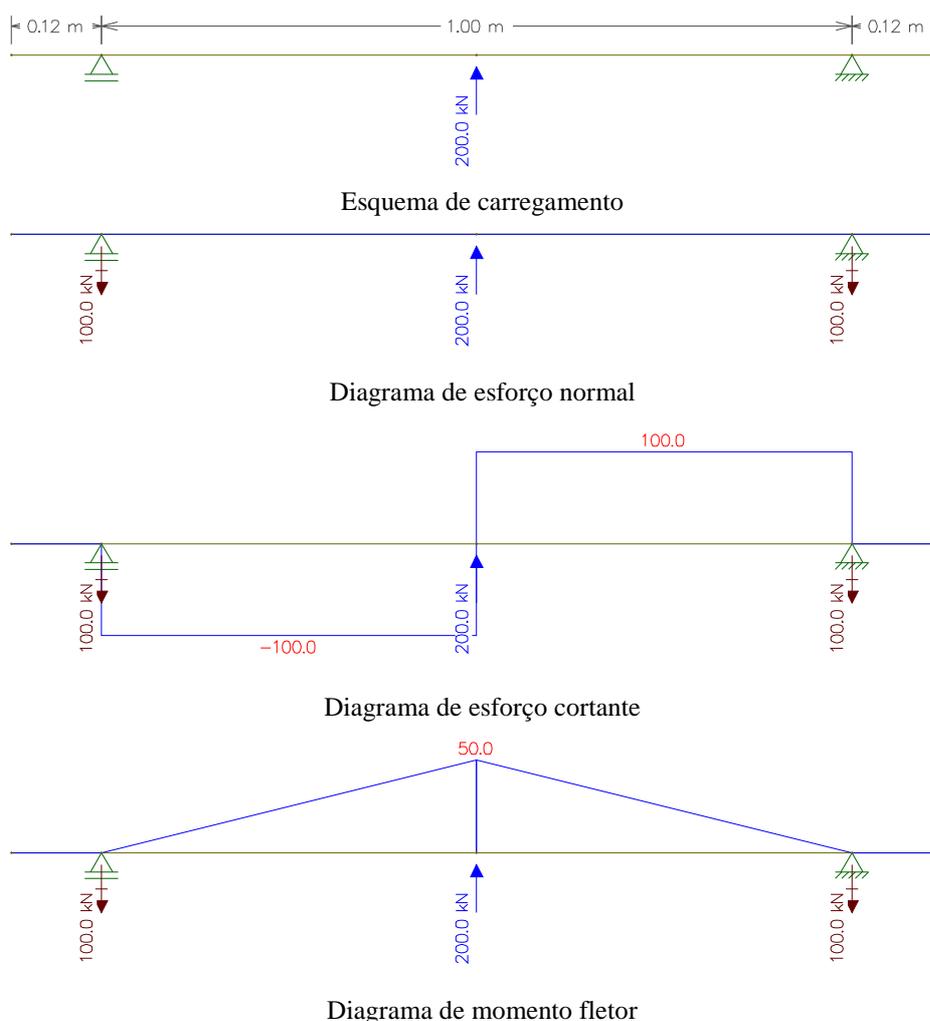
Como o equipamento foi dimensionado para a aplicação de uma carga máxima de 200 kN e existe uma única viga superior para suportar a carga (diferentemente do caso das vigas inferiores), esta carga foi utilizada no dimensionamento.

Observando-se que a carga oriunda da execução dos ensaios é transmitida à viga superior por uma placa de alumínio de pequena espessura e uma bucha de aço inox, a consideração de carregamento concentrado parece adequada para esta avaliação. Sendo assim, a Figura 3.7 apresenta os diagramas de esforços obtidos considerando-se que a carga é transmitida pontualmente.

Novamente não existem carregamentos laterais significativos e, portanto, a viga superior não é submetida a esforços normais. Nesta configuração de carregamento, o diagrama de esforço cortante assume o valor constante de 100 kN com sinais positivo e negativo nos trechos que não estão sob carga. No trecho correspondente ao carregamento concentrado, o esforço cortante apresenta uma descontinuidade entre 100kN até -100kN. O carregamento concentrado gera um diagrama de momentos fletores iniciando com valor zero nos apoios e variando linearmente até atingir 50 kNm no ponto central da peça.

Observadas as solicitações obtidas, foi definida a seção transversal da viga superior. Utilizando-se a liga de alumínio AA 5052 para a confecção da viga superior e uma seção transversal de 125 x 200 mm, foram calculadas as tensões máximas de tração e de compressão, conforme apresentado nas equações 3.1 e 3.2. Nota-se que as tensões de tração e de compressão calculadas são iguais visto que a linha neutra passa pelo centróide da seção.

Assim, considerando-se uma tensão de escoamento de 160 MPa (liga de alumínio AA 5052), obtém-se um coeficiente de segurança  $CS = 2,7$ . Utilizando-se o módulo de elasticidade  $E = 70$  GPa e a seção transversal proposta, o deslocamento máximo obtido para a viga superior é de 0,7 mm, calculado no centro do vão. Nesta geometria o peso de cada peça é 83,7 kgf. A geometria final da peça é apresentada detalhadamente na Prancha 1.09, incluindo os furos e roscas necessários à fixação das peças adjacentes.



**Figura 3.7** – Diagramas de esforços para viga superior

No caso da utilização de liga de alumínio AA 5086, para atingir-se o coeficiente de segurança de 2,7, é necessária uma seção de 125 x 180 mm, remetendo a uma peça de 75,3 kg. Outra opção é utilizar aço AISI 1020 na construção da viga superior. Neste caso, para atingir-se o mesmo coeficiente de segurança, seria necessária uma seção de 125 x 176 mm. Neste caso a viga pesaria aproximadamente 215 kgf.

A Viga Superior é apresentada pela Figura 3.8 e a Tabela 3.5 apresenta a seção necessária, o peso de cada viga e o deslocamento previsto para o caso de  $CS = 2,7$ .



**Figura 3.8** – Viga superior

**Tabela 3.5** – Propriedades mecânicas de diversas configurações avaliadas para a viga superior

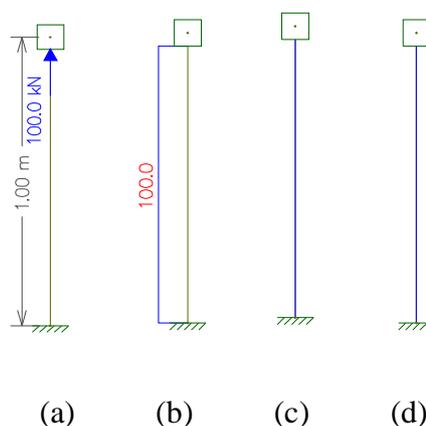
Material	Seção		Peso (kgf)	Deslocamento (mm)	CS
	Largura (mm)	Altura (mm)			
Liga de alumínio AA 5052	125	200	83,7	0,7	2,7
Liga de alumínio AA 5086	125	180	75,3	0,9	2,7
Aço AISI 1020	125	176	215	0,35	2,7

#### 3.1.1.4 Extensões das hastes

As extensões das hastes destinam-se a receber os fusos para suporte e regulagem da viga superior. Tendo em vista a facilidade de obtenção no mercado de peças em aço AISI 1020 denominadas tubos de construção mecânica, as extensões das hastes foram concebidas a partir deste material. Como o equipamento está sendo dimensionado para a aplicação de uma carga máxima de 200 kN, a carga de projeto é dividida entre as duas barras resultando em um carregamento de 100 kN em cada uma.

Os diagramas de esforços são apresentados na Figura 3.9. O diagrama de esforço normal resulta em uma força axial de 100 kN em cada barra. Como não existem carregamentos laterais significativos, as barras não são submetidas a esforços cortantes e nem a momentos fletores. Observadas as solicitações obtidas, foram definidas as seções transversais das barras. Utilizando-se uma seção em forma de anel, foi calculada a tensão de tração máxima.

Assim, a deformação linear máxima obtida para as extensões das hastes é de 0,08 mm. A tensão normal atuante na seção é de 23 MPa, que dividida pela tensão de escoamento do aço resulta em um coeficiente de segurança  $CS = 10,9$ . A geometria das extensões das hastes é mostrada esquematicamente na Figura 3.10 e detalhadamente na Prancha 1.06.



**Figura 3.9** – (a) Esquema de carregamento das extensões das hastes, (b) diagrama de esforço normal, (c) diagrama de esforço cortante, (d) diagrama de momento fletor



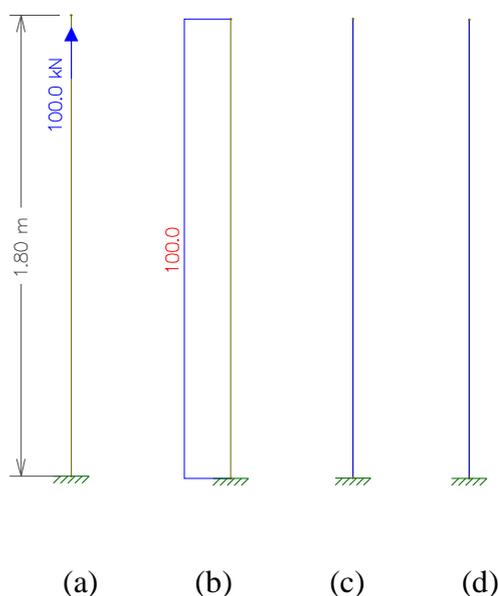
**Figura 3.10** – Extensões das Hastes

### 3.1.1.5 Fusos

Os fusos são parafusados nas extensões das hastes para suporte e regulagem da viga superior. Foram encontradas no mercado barras roscadas de 2 ½” confeccionadas em aço AISI 1045. Como o equipamento está sendo dimensionado para a aplicação de uma carga máxima de 200 kN, a carga de projeto é dividida entre as duas barras resultando em um carregamento de 100 kN em cada uma.

Os diagramas de esforços são apresentados na Figura 3.11. O diagrama de esforço normal resulta em uma força axial de 100 kN em cada barra. Como não existem carregamentos laterais significativos, as barras não são submetidas a esforços cortantes e nem a momentos fletores. Observadas as solicitações obtidas, foram definidos os coeficientes de segurança das barras. Utilizando-se uma seção circular, foi calculada a tensão de tração máxima.

Assim, o deslocamento linear máximo obtido para os fusos é de 0,3 mm. A tensão normal atuante na seção é de 31,6 MPa, que comparada com a tensão de escoamento do aço AISI 1045 resulta em um coeficiente de segurança  $CS = 9,8$ .



**Figura 3.11** – (a) Esquema de carregamento, (b) diagrama de esforço normal, (c) diagrama de esforço cortante, (d) diagrama de momento fletor

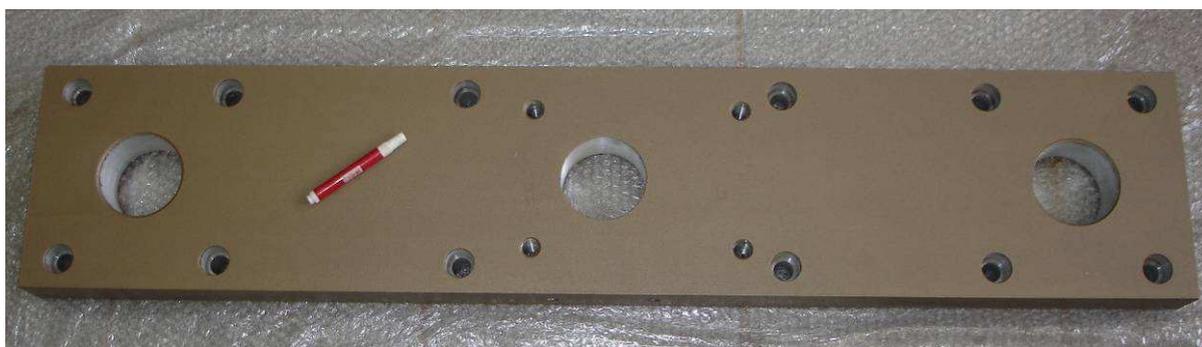
Os fusos são apresentados na Figura 3.12 e detalhadamente na Prancha 1.07.



**Figura 3.12** – Fusos

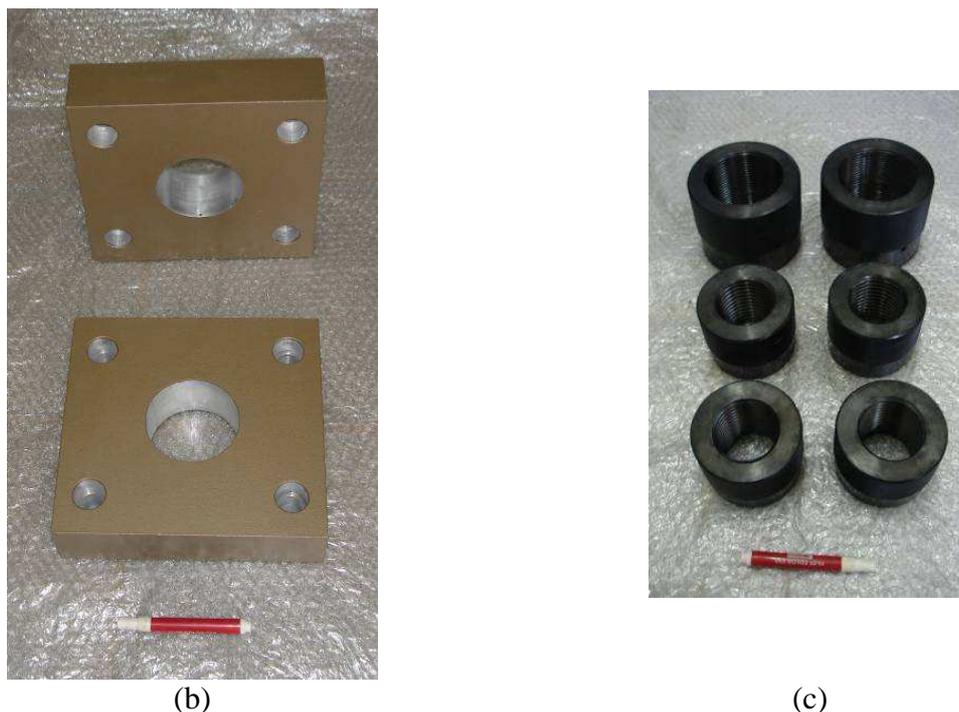
#### *3.1.1.6 – Peças sem função estrutural ou com CS muito elevado*

Algumas peças foram construídas com a função de unir as diversas partes do pórtico de reação, dando unicidade ao equipamento. Estas peças possuem coeficientes de segurança muito superiores ao necessário e são funcionalmente muito importantes, pois além da união das diversas partes do equipamento, permitem a fixação de equipamentos necessários ao funcionamento da prensa, como: motor elétrico, macaco mecânico, sensores fim de curso, etc. Tais peças são apresentadas na Figura 3.13 e detalhadamente nas Pranchas 1.03, 1.04, 1.08-a e 1.08-b. As referidas peças são: (a) placa superior, (b) placas laterais e (c) porcas.



(a)

**Figura 3.13** - Outras peças: (a) placa superior, (b) placas laterais e (c) porcas



**Figura 3.13** - Outras peças: (a) placa superior, (b) placas laterais e (c) porcas (*continuação*)

### 3.1.1.7 – Considerações finais sobre o pórtico de reação

A partir da identificação numérica, a Tabela 3.6 apresenta a nomenclatura de cada peça, bem como: comprimento (C), largura (L), altura (A), diâmetro (D) e a prancha em anexo que apresenta o seu detalhamento. As Pranchas 1.05 e 1.10 apresentam esquemas da montagem do pórtico com visões tridimensionais e identificação das peças.

**Tabela 3.6** – Nomenclatura e propriedades das peças do pórtico de reação

Identificação	Denominação	C (m)	L (m)	A (m)	D (m)	Prancha
(1)	Vigas de sustentação	1,242	0,0635	0,100	-	P 1.01
(2)	Placas laterais	0,240	0,251	0,0635	-	P 1.04
(3)	Vigas inferiores	1,240	0,0635	0,200	-	P 1.02
(4)	Placa superior	1,240	0,251	0,0635	-	P 1.03
(5)	Contra-porcas M90	-	-	0,0105	0,130	P 1.08-b
(6)	Contra-porcas 1 ½ “	-	-	0,080	0,1035	P 1.08-a
(7)	Extensões das hastes	-	-	1,170	0,100	P 1.06
(8)	Fusos	-	-	1,800	0,0635	P 1.07
(9)	Viga superior	1,246	0,125	0,200	-	P 1.09

A Associação Brasileira do Alumínio – ABAL (2001) reporta que os coeficientes de segurança para carregamentos estáticos devem ser superiores a 2,0 e para carregamentos dinâmicos a 2,2. Como o carregamento estático máximo (200 kN) é dez vezes maior que o dinâmico máximo (20 kN), este primeiro foi tomado como referência, remetendo a um coeficiente de segurança requerido de 2,0. As propriedades mecânicas das peças são apresentadas na Tabela 3.7. Também é apresentado o material do qual cada peça é constituída. A maior parte é de liga de alumínio AA 5052, por resultarem em peças mais leves e, portanto, mais fáceis de manusear. Como já reportado, se algumas peças fossem confeccionadas em aço, pesariam mais de 200 kg. Porém outras, normalmente as tubulares, foram assim confeccionadas, já que são facilmente encontradas no mercado e a usinagem em alumínio seria muito trabalhosa e cara, gerando um desperdício de material desnecessário.

**Tabela 3.7** – Propriedades mecânicas das peças do pórtico de reação

Identificação	Denominação	Material	Peso (kgf)	Deslocamento (mm)	CS
(1)	Vigas de sustentação	Liga de alumínio AA 5052	21	0,5	8
(2)	Placas laterais	Liga de alumínio AA 5052	10	baixa	elevado
(3)	Vigas inferiores	Liga de alumínio AA 5052	43	0,7	3,2
(4)	Placa superior	Liga de alumínio AA 5052	53	baixa	elevado
(5)	Contra-porcas M90	Aço AISI 1020	6	baixa	elevado
(6)	Contra-porcas 2 ½ “	Aço AISI 1020	3	baixa	elevado
(7)	Extensões das hastes	Aço AISI 1020	54	0,08	10,9
(8)	Fusos	Aço AISI 1045	45	0,3	9,8
(9)	Viga superior	Liga de alumínio AA 5052	76	0,7	2,7

### 3.1.2 Câmara Triaxial

A câmara triaxial foi construída de forma que houvesse espaço para corpos de prova de 25 x 50 cm e para a instrumentação interna (sensores para medição local de deformações verticais e horizontais). Para tanto foi necessário construir um tubo de acrílico calandrado de 500 mm de diâmetro interno, 16 mm de espessura e 800 mm de altura. O tubo foi reforçado com anéis de fibra de vidro e resina de poliéster de forma que suportasse a máxima pressão produzida pelo compressor de ar utilizado (1 MPa).

Para o dimensionamento do tubo de acrílico foram utilizados os parâmetros de resistência dos materiais (acrílico, fibra de vidro e resinas) fornecidos pelos respectivos fabricantes. Os parâmetros são apresentados abaixo:

- Resistência última à tração –  $\sigma_f = 69$  MPa
- Tensão admissível à tração –  $\sigma_{adm} = 10,6$  MPa
- Módulo de elasticidade –  $E = 2,8$  GPa

Como pode ser observado, a resistência última à tração fornecida pelo fabricante foi um pouco superior à encontrada na literatura, conforme apresentado na Tabela 3.1. Como o tubo foi obtido a partir de uma chapa de acrílico calandrada, deve ser utilizada uma redução de 25% na tensão admissível à tração para considerar-se o enfraquecimento do material na junta longitudinal soldada. Sendo assim, a tensão de tração admissível de projeto foi considerada:

- Tensão admissível à tração de projeto -  $\sigma_{adm, d} = 8$  MPa.

A tensão de tração atuante no tubo de acrílico pode ser obtida a partir da equação (3.3), utilizando-se como referência o raio médio, calculado pela equação (3.4). Desta forma considera-se que a tensão de tração atuante no acrílico é a média das tensões de tração atuantes nos raios interno e externo do tubo.

$$\sigma_t = \frac{p_i \cdot R_{médio}}{t} \quad (3.3)$$

$$R_{médio} = \frac{D_i + D_e}{4} \quad (3.4)$$

Onde:

- $\sigma_t$  é a tensão de tração atuante
- $p_i$  é a pressão no interior do tubo
- $R_{médio}$  é a média entre os raios interno e externo do tubo
- $t$  é a espessura da parede do tubo
- $D_i$  é o diâmetro interno
- $D_e$  é o diâmetro externo

Neste caso a pressão no interior do tubo foi considerada igual a 1 MPa, que é a máxima pressão que o compressor de ar utilizado é capaz de aplicar. Considerando-se o diâmetro interno do tubo de 500 mm e uma espessura de 15 mm, o diâmetro externo assume o valor de 530 mm. Assim, o raio médio calculado é 257,5 mm e a tensão de tração atuante no centro da seção transversal da parede do tubo é 17,2 MPa. Ou seja, maior que a tensão de tração admissível de projeto ( $\sigma_{adm, d} = 8$  MPa). Portanto o tubo calandrado na espessura proposta necessita de reforço.

Para promover a resistência necessária nas paredes do tubo foram propostos reforços de fibra de vidro em matriz de poliéster (que não reage quimicamente com o acrílico). Inicialmente verificou-se o desempenho dos anéis de reforço de fibra de vidro, sem a contribuição do acrílico. Foi proposta a utilização de 5 anéis de fibra de vidro em matriz de poliéster com 15 mm de espessura, 80 mm de altura e espaçamento de 90 mm entre anéis.

Para o dimensionamento dos reforços foram utilizados os parâmetros de resistência à tração do composto fibra-resina fornecidos pelo fabricante. Os parâmetros são apresentados abaixo:

- Resistência última à tração –  $\sigma_f = 100$  MPa (30% manta + 70% resina)
- Tensão admissível à tração –  $\sigma_{adm} = 50$  MPa
- Módulo de elasticidade –  $E = 8$  GPa

Como pode ser observado, a resistência última à tração e o módulo de elasticidade, ambos fornecidos pelo fabricante, foram coincidentes com o limite inferior dos valores encontrados na literatura, conforme apresentado na Tabela 3.2. Um fator de magnificação das tensões é proposto de acordo com a geometria dos reforços, segundo a equação (3.5) e após é incorporado à equação (3.3) dando origem à equação (3.6).

$$M = \frac{Ha + Hr}{Hr} \quad (3.5)$$

$$\sigma_t = M \cdot \frac{p_i \cdot R_{médio}}{t} \quad (3.6)$$

Onde:

- M é o fator de magnificação
- Ha é o espaçamento entre os anéis de reforço
- Hr é a altura dos anéis de reforço

Segundo a geometria proposta, o fator de magnificação assume o valor de 2,125. Utilizando-se esse fator, a tensão de tração calculada no centro da seção transversal dos anéis de reforço é de 38,6 MPa, portanto menor que a admissível (50 MPa). Nestas circunstâncias, somente os reforços de fibra de vidro em matriz de poliéster já seriam suficientes para resistir às tensões de tração nas paredes do tubo. Porém ainda existe uma componente de resistência devido ao acrílico. Assim, uma verificação do desempenho conjunto do tubo de acrílico e dos reforços é apresentada a seguir.

A verificação do desempenho conjunto do tubo e reforços é feita por um sistema de equações onde a primeira equação é obtida considerando-se que os deslocamentos radiais observados no acrílico e no reforço devem ser iguais. Tais deslocamentos são calculados pelas equações (3.7) e (3.8).

$$\Delta R_a = \frac{p_{ia} \cdot R_{médio}}{E \cdot t} \quad (3.7)$$

$$\Delta R_r = \frac{p_{ir} \cdot R_{médio}}{E \cdot t} M \quad (3.8)$$

Onde:

- $\Delta R_a$  é o deslocamento radial no acrílico
- $\Delta R_r$  é o deslocamento radial no reforço
- $p_{ia}$  é a pressão interna no acrílico
- $p_{ir}$  é pressão interna no reforço
- $R_{médio}$  é o raio médio
- $E_a$  é o módulo de elasticidade do acrílico
- $E_r$  é o módulo de elasticidade do reforço
- $t$  é a espessura
- $M$  é o fator de magnificação

Igualando as equações (3.7) e (3.8) e sabendo-se que a soma de  $p_{ia}$  e  $p_{ir}$  deve ser igual à máxima pressão do compressor utilizado, é formado o sistema de duas equações a duas incógnitas, formado pelas equações (3.9) e (3.10), utilizando-se MPa como unidade.

$$p_{ia} = 0,833 \cdot p_{ir} \quad (3.9)$$

$$p_{ia} = 1 - p_{ir} \quad (3.10)$$

A resolução do sistema de equações leva aos valores de  $p_{ia} = 0,454$  MPa e  $p_{ir} = 5,46$  MPa. A partir destes valores é possível calcular-se as tensões de tração atuantes no acrílico e no reforço, utilizando novamente as equações 3.3 e 3.6 e as pressões internas obtidas para o acrílico e para o reforço.

Efetuada o procedimento proposto, verifica-se que a tensão de tração atuante no acrílico é de 7,8 MPa, ou seja, menor do que a tensão admissível proposta para o acrílico calandrado (8 MPa) e que a tensão de tração atuante no reforço é de 21,1 MPa que, por sua vez, também é menor que a respectiva tensão admissível (50 MPa). Sendo assim, fica verificada a segurança quanto ao desempenho conjunto do acrílico e reforço em suportar a pressão imposta pelo compressor de ar.

O deslocamento radial do conjunto pode ser calculado tanto pela equação 3.7 quanto pela equação 3.8, uma vez que ambos são iguais. O valor obtido foi  $\Delta R = 0,72$  mm. A este deslocamento radial corresponde um deslocamento axial do tubo que pode ser calculada pela equação 3.11. O valor obtido foi - 1,1 mm, ou seja, um encurtamento do tubo.

$$\Delta H = -p_i \cdot \frac{R \cdot H \cdot \nu}{E \cdot t} \quad (3.11)$$

Onde:

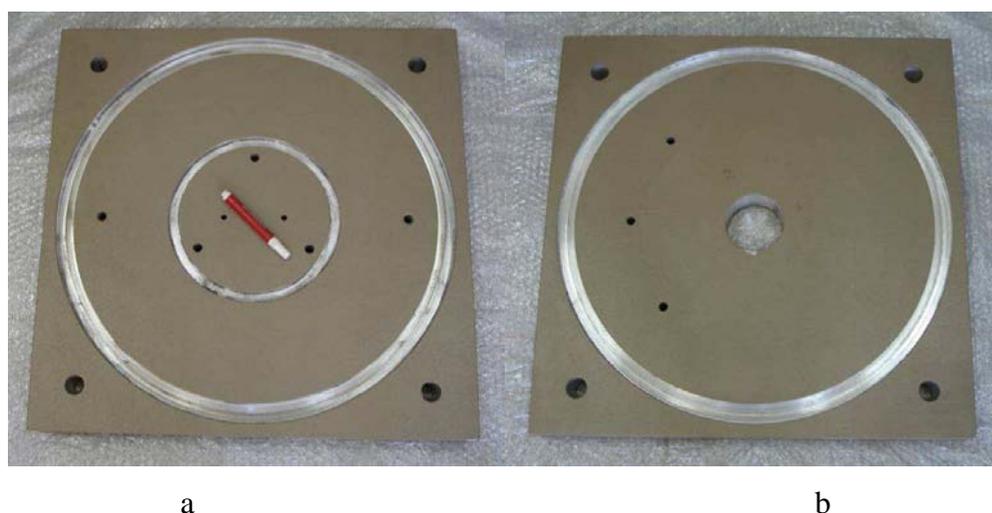
- $\Delta H$  é o deslocamento axial
- $p_i$  é a pressão interna
- $R$  é o raio
- $H$  é altura do cilindro
- $\nu$  é o coeficiente de Poisson (0,5)
- $E$  é o módulo de elasticidade
- $t$  é a espessura

A Figura 3.14 apresenta um desenho esquemático do tubo de acrílico reforçado com anéis de fibra de vidro em resina de poliéster, conforme descrito nos parágrafos acima. Os detalhes de espaçamento e espessuras são melhor visualizados na Prancha 2.07.



**Figura 3.14** – Tubo de acrílico reforçado por anéis de fibra de vidro em resina de poliéster

A base e o topo da câmara triaxial foram construídos em liga de alumínio AA 5052, com ranhuras para o encaixe do acrílico, vedadas por anéis *o-ring*. No topo da câmara foi adaptado um conjunto de rolamentos lineares para diminuir o atrito com o pistão de cargas. A Figura 3.15 mostra um desenho esquemático da base e do topo da câmara triaxial; o detalhamento é apresentado nas Pranchas 2.1, 2.1-a, e 2.2. Também foram previstos canais para drenagem de topo e de base do corpo de prova, bem como a aplicação da pressão de confinamento.



**Figura 3.15** – Base e topo da câmara triaxial (a – base, b – topo)

Na base da câmara, foi adaptado um cilindro de alumínio, denominado “pedestal do corpo de prova”, com o objetivo de assentar o corpo de prova permitindo a colocação da membrana e dos anéis *o-ring*, não permitindo a entrada de ar no seu interior. Outro cilindro de

alumínio foi executado, com canais de drenagem, de forma a servir de cabeçote de aplicação de cargas ao corpo de prova. A drenagem do topo do corpo de prova (feita pelo cabeçote) é conduzida à base da câmara triaxial por uma mangueira para ser conduzida ao exterior da câmara. A Figura 3.16 apresenta um desenho esquemático do pedestal do corpo de prova. O detalhamento é apresentado na Prancha 2.04. Nota-se que o pedestal é mais espesso e é possível visualizar-se as ranhuras de drenagem e no cabeçote uma espera para uma bucha de aço inox para que não haja contato entre o pistão e o alumínio, bem como para distribuir melhor as tensões axiais no corpo de prova. A moldagem é realizada diretamente na câmara triaxial, sobre um disco metálico perfurado, que desempenha o papel de “pedra porosa”. Os detalhes do molde são apresentados nas Pranchas 5.01 a 5.03 do Anexo A e os procedimentos para sua utilização são apresentados no Capítulo 4 – Programa Experimental. Também foram confeccionadas membranas de látex com 25 cm de diâmetro e 80 cm de altura para envolver o corpo de prova e permitir a aplicação das pressões de confinamento.



**Figura 3.16** – (a) Pedestal do corpo de prova e (b) cabeçote

A união entre o cilindro de acrílico, a base e o topo da câmara triaxial é feita por meio de hastes de aço inoxidável, porcas, contra-porcas e arruelas. As hastes foram dimensionadas de forma a suportar os esforços produzidos pela pressão de ar comprimido no topo e base da câmara triaxial. Como o diâmetro interno do cilindro de acrílico é 50 cm, a área de base e topo é  $0,004 \text{ m}^2$ , ou seja, é aplicada uma carga total de 4 kN. Como são utilizadas 4 barras, cada uma resiste à carga de 1 kN. A Figura 3.17 apresenta um desenho esquemático das hastes, que são apresentadas detalhadamente na Prancha 2.03. Trata-se de quatro hastes de aço inox com diâmetro de 31,75 mm e rosca M25 por 200 de comprimento nas duas extremidades.



**Figura 3.17** – Hastes da câmara triaxial

As porcas e contra-porcas têm o objetivo de facilitar a montagem da câmara e, principalmente, promover o aperto necessário para a vedação pelos anéis de vedação *O-ring* entre o acrílico, a base e o topo da câmara. A Figura 3.18 apresenta um desenho esquemático das referidas peças, sendo que são apresentadas detalhadamente nas Pranchas 2.05 e 2.06. As porcas são mais simples e destinam-se somente a dar o aperto no conjunto. As contra-porcas destinam-se a garantir que o aperto dado pelas porcas seja recebido somente pelos anéis de vedação, não transferindo cargas verticais significativas para o tubo de acrílico. Também, é apresentada em detalhes, uma bucha para rolamentos lineares, pela Prancha 2.08.



(a)



(b)



(c)

**Figura 3.18** – Porcas, contra-porcas, arruelas e bucha para rolamentos lineares

### 3.1.3 Sistemas de Aplicação de Cargas

São utilizados dois sistemas de aplicação de cargas, um para cargas monotônicas e outro para cargas cíclicas. Ambos os sistemas são capazes de aplicar carregamentos estáticos, porém este recurso não foi utilizado nesta tese.

#### 3.1.3.1 Carregamento Monotônico

Os carregamentos monotônicos são aplicados por um sistema composto por um motor elétrico, um macaco mecânico, polias e correias sincronizadoras. O motor elétrico, da marca Eberle, modelo IFB100LA8-E1861, é trifásico de 220 V, trabalha por indução, com 8 pólos, potência de 1 CV e velocidade nominal de rotação de 900 rpm. A este motor foi acoplado um segundo, de menor potência, que tem o objetivo de promover a ventilação do sistema, nos momentos em que a prensa estará atuando no modo torque (situação em que o rotor permanece estacionário, aplicando o torque requerido) ou com velocidades muito baixas.

Para a aplicação dos 200 kN especificados no item 3.1 é utilizado um macaco mecânico com fuso de esferas recirculantes (*screw ball actuator*) da marca Duff-Norton, modelo 9820, com 200 mm de curso. O sistema de fuso com esferas recirculantes confere ao equipamento capacidade para execução de ensaios de grande precisão, como os ensaios de carregamento estático, devido ao baixo atrito gerado em seus componentes internos. Este macaco conta com redução interna de 48:1, portanto, 48 rotações do seu eixo correspondem a um deslocamento vertical de 25,4 mm.

A fim de promover uma redução ainda maior na velocidade de deformações imposta pelo macaco mecânico, foi previsto um sistema de polias e correias sincronizadoras do tipo 8M com largura de 30 mm. Foram utilizadas polias de 64 e de 26 dentes e um eixo intermediário (fixado por meio de mancais de rolamentos “Y” em uma das vigas inferiores, entre o motor e o macaco). A primeira polia de 64 dentes é fixada no eixo do motor, transmitindo a rotação, por meio de uma das correias dentadas sincronizadoras, a uma polia de 26 dentes situada no eixo intermediário. Esta por sua vez, transmite a sua velocidade angular a uma segunda polia de 64 dentes conectada ao mesmo eixo. Por fim, a rotação desta é transmitida, por meio da segunda correia sincronizadora, à outra polia de 26 dentes, que está conectada ao eixo do macaco. Este sistema possibilita uma redução de velocidade de rotação de 6,5 vezes entre o motor e o macaco.

O motor elétrico, o macaco mecânico, as polias sincronizadoras, o eixo intermediário e os mancais Y podem ser visualizados, sobre a estrutura inferior, em dois ângulos diferentes, na Figura 3.19, durante a fase de construção da prensa. Uma proteção de acrílico foi confeccionada conforme as Pranchas 6.01 e 6.02 para impedir o acesso ao sistema durante a execução dos ensaios, fornecendo segurança ao operador.



**Figura 3.19** – Motor elétrico, macaco mecânico, polias sincronizadoras, eixo intermediário e mancais Y

O controle do motor elétrico é realizado por um inversor de frequência que, eventualmente, pode ser conectado ao sistema de aquisição de dados (equipado com dispositivo de “trigger” e descrito no item referente à instrumentação). O sistema pode ser retro-alimentado por um medidor de velocidade de rotação do tipo “encoder”, a fim de que as velocidades de deformação sejam medidas e reajustadas conforme as necessidades. Nesta tese o encoder e a conexão com o sistema de aquisição de dados não foram utilizados, porém podem ser de grande utilidade quando da aplicação de trajetórias de tensões complexas. A Figura 3.20 apresenta o sistema de aquisição de dados, o *encoder* e o inversor de frequência.

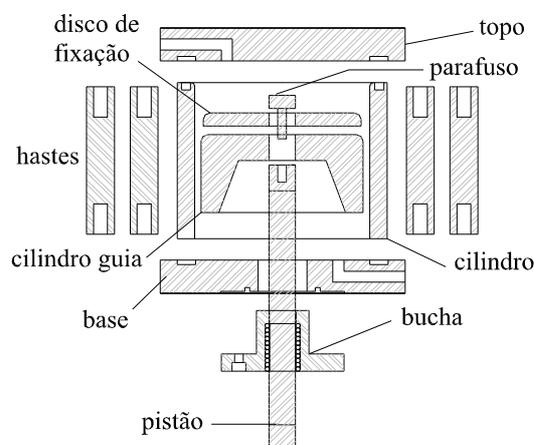


**Figura 3.20** – Sistema de aquisição e controle de dados, *encoder* e inversor de frequência

O inversor de frequência utilizado é da marca LG-Eberdrive, modelo iS5, o qual pode ser conectado ao computador por uma interface do tipo ModBus. O inversor tem a finalidade de controlar a velocidade e o sentido da rotação do motor elétrico. O sistema permite uma configuração em malha fechada, atuando de acordo com os registros do *encoder* (marca Veeder-Root, modelo BA-500), resultando em um controle refinado da velocidade de deslocamento vertical da prensa. Este controle também pode ser realizado a partir da instrumentação do corpo de prova. Outra característica importante deste inversor é a possibilidade de configuração no modo torque. Neste caso, o motor elétrico permanece acionado, com velocidade de rotação igual a zero, aplicando ao sistema um torque de valor controlado. A retro-alimentação do sistema, a partir das leituras da célula de carga situada no interior da câmara triaxial, resulta em elevada precisão na aplicação de cargas estáticas (ensaio de “*creep*”). Nesta tese a velocidade de deformações foi definida por uma calibração segundo o procedimento descrito no item 4.4.

### 3.1.3.2 Carregamento Cíclico e Pressão de Confinamento

As cargas cíclicas são aplicadas por um sistema de ar comprimido e um cilindro pneumático de diafragma (do tipo “*bellofram*”) no qual o fluxo de ar é controlado por uma válvula solenóide de três vias. As pressões confinantes são aplicadas com a utilização de um regulador de alta vazão. O diâmetro do êmbolo do cilindro é de 185 mm, correspondendo à área em que o ar comprimido atuará. A Figura 3.21 apresenta uma foto das peças do cilindro pneumático e um esquema de montagem. A concepção detalhada do cilindro pneumático é apresentada nas Pranchas 3.01 a 3.08 do Anexo A, bem como a sua montagem no item 3.1.5.



**Figura 3.21** – Cilindro pneumático: (a) foto das peças e (b) esquema de montagem

O ar comprimido é gerado por um compressor de parafuso (“*screw compressor*”) de marca Kaeser, modelo SX-7, cujas características operacionais são apresentadas na Tabela 3.8. Devido ao elevado fluxo de ar comprimido necessário à aplicação do carregamento cíclico, foi adaptado um reservatório de ar ao sistema, com capacidade de 360 litros, de forma a otimizar o desempenho do compressor. O reservatório da marca Chiaperini tem capacidade para 1200 kPa de pressão. O compressor Kaeser SX-7 e o reservatório são apresentados nas Figuras 3.22 (a) e 3.22 (b) respectivamente.



(a)



(b)

**Figura 3.22** – Compressor de ar Kaeser SX 7 e reservatório

**Tabela 3.8** – Características do compressor de ar Kaeser SX 7

Propriedade	Valor
Máxima pressão de trabalho	760 kPa
Mínima pressão de trabalho	550 kPa
Ajuste da válvula de segurança	960 kPa
Máxima vazão de ar na máxima pressão de trabalho	30 cfm
Temperatura aproximada de operação	75 – 93 °C
Nível de ruído	68 dB(A)
Temperatura ambiente mínima	4 °C
Temperatura ambiente máxima	40 °C

Segundo as características descritas a área útil do cilindro pneumático é de 0,02688 m<sup>2</sup>. Sendo a máxima pressão de trabalho do compressor igual a 760 kPa e excluindo-se as perdas do sistema, o cilindro pneumático é capaz de aplicar uma carga de aproximadamente 20 kN. Para um corpo de prova de 250 mm de diâmetro esta carga corresponde a aproximadamente 420 kPa. Esta é a tensão desvio mais elevada considerada pela norma DNER ME 131/94 e, portanto, considerada suficiente para a proposta do

equipamento. A rigor, o compressor é capaz de produzir pressões mais elevadas, porém para ensaios de longa duração, o compressor pode ser excessivamente solicitado, reduzindo a sua vida de serviço. O item 4.3 faz algumas considerações a respeito.

A Figura 3.23 (a) apresenta o painel pneumático que possibilita a aplicação da pressão de confinamento e das cargas cíclicas no ensaio triaxial com auxílio de uma série de componentes da marca Norgren. Verifica-se que a entrada de ar se dá por uma mangueira de borracha com 1” de diâmetro e capacidade para 2070 kPa. Em seguida o ar passa por dois filtros, modelos F 74G-4AN-QP3 e F 74C-4AN-QP0. O primeiro filtro é responsável por remover água e partículas sólidas de até 40 micra e o segundo por remover óleo e partículas sólidas de até 0,01 micra. Verifica-se a presença de uma série de válvulas de esfera para promover o direcionamento do ar comprimido pelo sistema conforme o interesse do operador. As referidas válvulas servem também como segurança e, uma vez fechadas cessam aplicação das cargas pelo equipamento. São verificados também dois manômetros que servem apenas para uma verificação preliminar das pressões aplicadas, já que a leitura final é obtida com maior precisão pela instrumentação. Um regulador de pressão de alta vazão modelo MO4 R74G-4AK-RMN é responsável por fornecer o ar comprimido na pressão requerida à aplicação do carregamento cíclico. A pressão de confinamento desejada é obtida utilizando-se um regulador de precisão modelo 11-018-110. A Figura 3.23 (b) apresenta a conexão final com o cilindro pneumático. Observa-se a presença de um pequeno reservatório de ar, um transmissor de pressão, uma válvula solenóide (H061866) e uma válvula controladora de vazão (modelo T1000-A4800). A regulagem e acionamento destes componentes são descritos no item 4.3 e a instrumentação no item 3.1.6.



(a)



(b)

**Figura 3.23** – Sistema de ar comprimido: (a) painel pneumático (b) conexão final com o cilindro pneumático

### 3.1.4 Outros detalhes

Este item descreve os detalhes de funcionamento e montagem da prensa triaxial. Assim, algumas peças que não se enquadram em nenhum dos outros itens, mas são fundamentais para o funcionamento do equipamento, são apresentadas.

Foi proposto um suporte para o motor elétrico, o qual foi denominado de “base do motor”. Esta peça foi proposta com a finalidade de permitir pequenos ajustes na posição do motor. Tal dispositivo torna possível um pequeno tensionamento nas correias sincronizadoras evitando eventuais folgas na transmissão do torque do motor para o macaco mecânico. A geometria da peça é apresentada esquematicamente na Figura 3.24 e detalhadamente na Prancha 4.01.



**Figura 3.24** – Suporte do Motor

Para a fixação das polias sincronizadoras ao conjunto, foram necessárias algumas adaptações, a fim de alinhar as correias com as respectivas polias. As peças propostas foram denominadas prolongador de eixo e eixo intermediário, sendo apresentadas esquematicamente na Figura 3.25 e detalhadamente nas Pranchas 4.02 e 4.03 respectivamente.

Foram utilizadas duas especificações de polias, uma com 172 mm e outra com 75 mm de diâmetro. As polias sincronizadoras são apresentadas pela Figura 3.26. O funcionamento do sistema é ilustrado na Figura 3.27. Verifica-se na referida prancha a necessidade de utilização do eixo intermediário e do prolongador de eixo com o objetivo de eliminar os desalinhamentos existentes entre as polias.



(a)

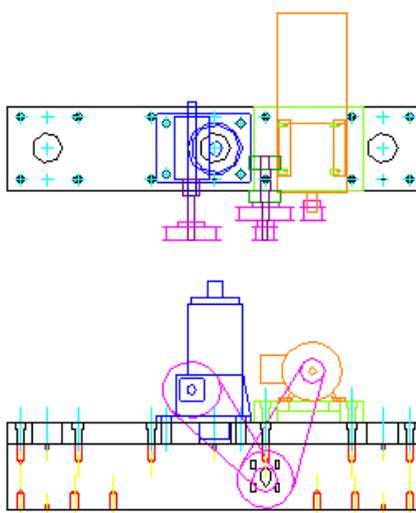


(b)

**Figura 3.25** – Prolongador de eixo e eixo intermediário com mancais “Y”



**Figura 3.26** – Polias Sincronizadoras



**Figura 3.27** – Esquema de funcionamento do sistema de aplicação de cargas monotônicas

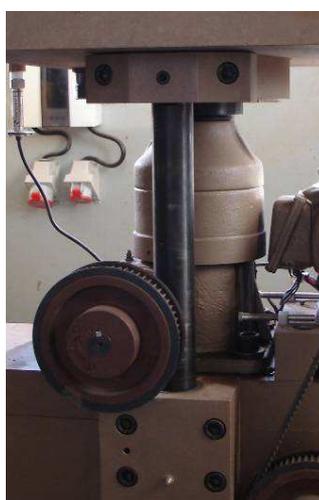
Também, foi executado um pedestal para a câmara triaxial, de forma que o fuso do macaco não seja conectado diretamente à base da câmara. A conexão direta não é

recomendada, pois a base da câmara triaxial foi executada em liga de alumínio e, sendo este um material muito macio, o fuso de aço certamente desgastaria a rosca executada no alumínio. Assim, foi executado, em aço AISI 1020, um pedestal de 250 mm de diâmetro com o objetivo de evitar que tal desgaste ocorra e de promover uma distribuição das tensões geradas no decorrer dos ensaios. A geometria do pedestal da câmara é apresentada esquematicamente pela Figura 3.28 e detalhadamente na Prancha 4.04.



**Figura 3.28** – Pedestal da câmara triaxial

Ao pedestal são fixados dois engastes para eixos guia, detalhados na Prancha 4.06 do Anexo A. Nos engastes são fixados eixos que vão ao encontro das guias com rolamentos lineares, fixadas à estrutura inferior. Os eixos são detalhados também na Pranchas 4.06 e as guias na Prancha 4.05. Este dispositivo garante que a câmara triaxial não gire com a elevação do fuso do macaco. As referidas peças são apresentadas pela Figura 3.29. Outros detalhes, como: suportes para os LVDTs e para os sensores fim de curso, adaptadores para as células de carga e o pistão de carga com seus adaptadores são apresentados nas Pranchas 4.07 a 4.15.



**Figura 3.29** – Pedestal da Câmara Triaxial

### 3.1.5 Montagem do equipamento

Este item é destinado à descrição da montagem do equipamento. A primeira necessidade detectada foi a de utilização de um equipamento auxiliar para a movimentação das peças mais pesadas. Como a peça mais pesada é a viga superior com aproximadamente 80 kg, foi selecionada uma talha com capacidade para 5 kN, a de menor capacidade encontrada no mercado. A Figura 3.30 apresenta a talha de marca Koch, modelo SC 03965, com capacidade de suspensão de 5 kN e altura de elevação de 3 m.



**Figura 3.30** – Talha Koch - SC 03965

Com a talha devidamente instalada, obteve-se um prumo para o sistema, definindo, assim, o ponto central do equipamento. Assim, as vigas de sustentação foram posicionadas de forma que o centro do equipamento coincidissem com o prumo da talha, conforme a Figura 3.31. Na referida figura, observa-se que as vigas de sustentação estão apoiadas em dispositivos conhecidos com “patas para máquinas” ou “*vibra-stops*”. Entre os “*vibra-stops*” e as vigas de sustentação foram colocados espaçadores, de forma a aumentar um pouco a altura da base do equipamento. Isto possibilita que o fuso do macaco e as extensões das hastes não encostem no piso do laboratório. As referidas peças foram unidas por parafusos de aço cromados. Na parte central das vigas de sustentação, observam-se os parafusos em aço com oxidação preta que receberão as vigas inferiores.



**Figura 3.31** – Vigas de sustentação sobre cilindros espaçadores e *vibra-stops*

A Figura 3.32 apresenta as vigas inferiores parcialmente parafusadas às vigas de sustentação. O aperto final somente é dado após ser garantido o alinhamento entre as peças do conjunto: vigas inferiores, placas laterais e placa superior. Nota-se na superfície das vigas a presença de furos com rosca que promoverão a união com a placa superior. Furos semelhantes ocorrem na parte inferior das vigas, a fim de receberem as placas laterais. Na lateral da viga que é mostrada na frente na figura, verificam-se furos para a instalação dos mancais e do eixo intermediário.



**Figura 3.32** – Montagem das vigas inferiores

A fixação das placas laterais ao conjunto é apresentada pela Figura 3.33, em uma visão geral, e outra em detalhe. Na visão geral, observa-se a presença dos furos para a passagem das extensões das hastes. A visão em detalhe apresenta somente uma das placas laterais e ainda é possível uma visualização dos furos com rosca e dos pinos guia para o alinhamento da placa superior.



**Figura 3.33** – Montagem das placas laterais

A Figura 3.34 apresenta a placa superior já posicionada e alinhada. Nota-se que alguns dos parafusos de aço com oxidação preta já estão posicionados nos respectivos furos. Garantido o alinhamento do conjunto formado por vigas inferiores, placas laterais e placa superior, foi dado o aperto final nos parafusos que fazem a união entre as vigas de sustentação e as vigas inferiores. O conjunto montado até este momento foi denominado de “estrutura inferior”. É observada a presença de três furos maiores na placa superior. Os furos laterais destinam-se a receber as extensões das hastes e o furo central destina-se a receber o fuso do macaco.

Após a montagem da estrutura inferior, o conjunto recebe a placa do motor, conforme a Figura 3.35. Esta montagem torna possível a fixação do motor e permite os ajustes de posição necessários nas ranhuras executadas. No detalhe, verificam-se quatro pequenos furos no canto inferior direito da figura. Tais furos destinam-se à fixação do “*encoder*” para a medição das velocidades de deslocamento do macaco mecânico. Também, do lado esquerdo da peça, notam-se os encaixes para os parafusos reguladores da posição do motor.

A Figura 3.36 apresenta as extensões das hastes simplesmente posicionadas nas respectivas posições. Na parte inferior das referidas peças observam-se as roscas para as porcas de rosca M90.



**Figura 3.34** – Montagem da placa superior



**Figura 3.35** – Montagem da base do motor



**Figura 3.36** – Montagem das extensões das hastes

A Figura 3.37 apresenta a montagem da viga superior e fusos. Inicialmente um conjunto de 2 porcas de rosca 2 ½” foi colocado em cima de cada uma das extensões das hastes. Após, a viga superior foi apoiada na porcas e suspensa pela talha, configurando a situação apresentada pela fotografia da esquerda. Observa-se um perfil metálico com olhal parafusado no corpo da viga para que o gancho da talha fosse conectado à viga. Em seguida, os fusos foram parafusados ao conjunto passando pelas duas porcas e alojando-se 10 cm para dentro das extensões das hastes. Configurada esta situação, o sistema tornou-se mais estável permitindo a elevação da viga superior pela talha e em seguida o seu travamento pelas porcas e contra-porcas, como pode ser visto na fotografia da direita.



**Figura 3.37** – Montagem da viga superior e dos fusos

A Figura 3.38 apresenta, em detalhe, as porcas e contra-porcas utilizadas. A fotografia superior da esquerda apresenta a união entre as extensões das hastes e os fusos por uma contra-porca de rosca 2 ½”. Em seguida, à esquerda, verifica-se a viga superior posicionada de acordo com o ajuste proporcionado pelo aperto das porcas e contra-porcas de rosca 2 ½”. Na fotografia mais inferior verifica-se a porca de rosca M90 unindo as extensões das hastes à estrutura inferior, estando em contato com as placas laterais.



**Figura 3.38** – Fixação das hastes roscadas com porcas

A Figura 3.39 apresenta inicialmente o sistema regulador da posição do motor. Este sistema foi concebido a fim de promover um tensionamento mínimo à correia sincronizadora posicionada entre o motor e o eixo intermediário. Este procedimento evita folgas, deslismamentos e, em um caso mais grave, que a correia se solte. Em seguida são apresentados o macaco e o motor, já posicionados nos respectivos locais, primeiro em detalhe e após uma visão mais geral.



**Figura 3.39** – Montagem do motor e do macaco

Em seguida, o prato da prensa é parafusado ao topo do fuso do macaco, conforme disposto na Figura 3.40. O prato da prensa destina-se a receber e sustentar a base da câmara de forma que as tensões sejam aplicadas ao corpo de prova de maneira uniforme e sem danos à câmara triaxial. A Figura 3.41 apresenta o pedestal do corpo de prova parafusado à base da câmara que, por sua vez, é parafusada ao prato da prensa. O conjunto é apresentado sob dois ângulos diferentes.



**Figura 3.40** – Montagem do prato da prensa



**Figura 3.41** – Montagem da base da câmara e pedestal do corpo de prova

O posicionamento do tubo de acrílico reforçado, das hastes da câmara e das contra-porcas na base da câmara é apresentado pela Figura 3.42. Deve-se lembrar que esta etapa de montagem será repetida quando da execução de cada ensaio, sendo montada e desmontada por diversas vezes durante a sua utilização.



**Figura 3.42** – Montagem do acrílico reforçado, das hastes e das contra-porcas

A Figura 3.43 apresenta o posicionamento do topo da câmara no conjunto. Em seguida, o posicionamento das hastes é efetuado com auxílio das contra-porcas e o aperto final é dado pelas porcas, conforme apresentado no detalhe.



**Figura 3.43** – Montagem do Topo da Câmara e aperto com as Porcas

Uma visão geral do topo da câmara é apresentada pela Figura 3.44. Observa-se a presença da bucha para rolamentos lineares e das porcas com arruelas. Também é possível observar a presença dos três furos passantes para a saída dos cabos da instrumentação e dos três furos com rosca para a fixação de equipamentos diversos.



**Figura 3.44** – Visão geral do topo da câmara com bucha para rolamentos lineares e porcas

A Figura 3.45 apresenta uma seqüência de conexões das polias e correias sincronizadoras. Inicialmente é apresentada a fixação dos mancais e do eixo intermediário à viga inferior. É importante destacar que os mancais são fixados por parafusos e porcas através de ranhuras na viga inferior. Essas ranhuras permitem posicionar os mancais de forma que a correia utilizada entre o eixo intermediário e o macaco receba certo tensionamento, evitando folgas, deslisamentos e, em um caso mais grave, que a correia se solte, complementando o sistema descrito para a Figura 3.39. Em seguida, é colocada a polia de 172 mm no eixo

intermediário, com a fixação da polia de 75 mm logo na seqüência. Posteriormente, é conectada a polia de 75 mm no motor. Na seqüência é conectado o prolongador de eixo ao macaco e a polia de 172 mm ao prolongador. Então é mostrada uma visão geral do sistema de polias sincronizadoras. Por fim, são colocadas as correias, que recebem o devido tensionamento pelo posicionamento dos mancais e do motor. Uma visão geral do sistema de polias e correias sincronizadoras é apresentada. Neste instante, o sistema de aplicação de carregamentos monotônicos e estáticos está instalado na prensa.



**Figura 3.45** – Montagem do sistema de polias e correias sincronizadoras

Finalizada a montagem do sistema de aplicação de carregamento monotônico, inicia-se a montagem do cilindro pneumático para aplicação de carregamentos cíclicos. A Figura 3.21 (a) apresentou uma visão geral do cilindro pneumático desmontado, com cada peça apresentada individualmente.

A Figura 3.46 apresenta um detalhe da placa de conexão do cilindro pneumático parafusada à viga superior. Nota-se, nos cantos, a presença dos furos passantes para recebimento do cilindro pneumático. Também, no centro da placa, nota-se a presença de um furo com rosca para conexões diversas, que eventualmente seja necessária no futuro.



**Figura 3.46** – Placa de conexão do cilindro pneumático aparafusada à viga superior

A Figura 3.47 apresenta a conexão da bucha para rolamentos lineares aparafusada na base do cilindro pneumático. Nota-se que a bucha do cilindro pneumático funciona de forma inversa à bucha da câmara triaxial. Ou seja, é conectada à base e não ao topo.



**Figura 3.47** – Montagem da bucha para rolamentos lineares na base do cilindro pneumático

A adaptação do pistão de cargas é mostrada pela Figura 3.48. Observa-se que o pistão de cargas é dotado de uma ponteira recartilhada com contra-porca e ponta esférica para promover um contato firme, porém sem gerar tensões laterais indesejáveis. Também, é notada a presença de uma contra-porca no topo do pistão. Esta contra-porca deve promover um aperto na conexão entre o pistão e o cilindro guia, apresentado na fotografia da direita.



**Figura 3.48** – Montagem do pistão de cargas e do cilindro guia no cilindro pneumático

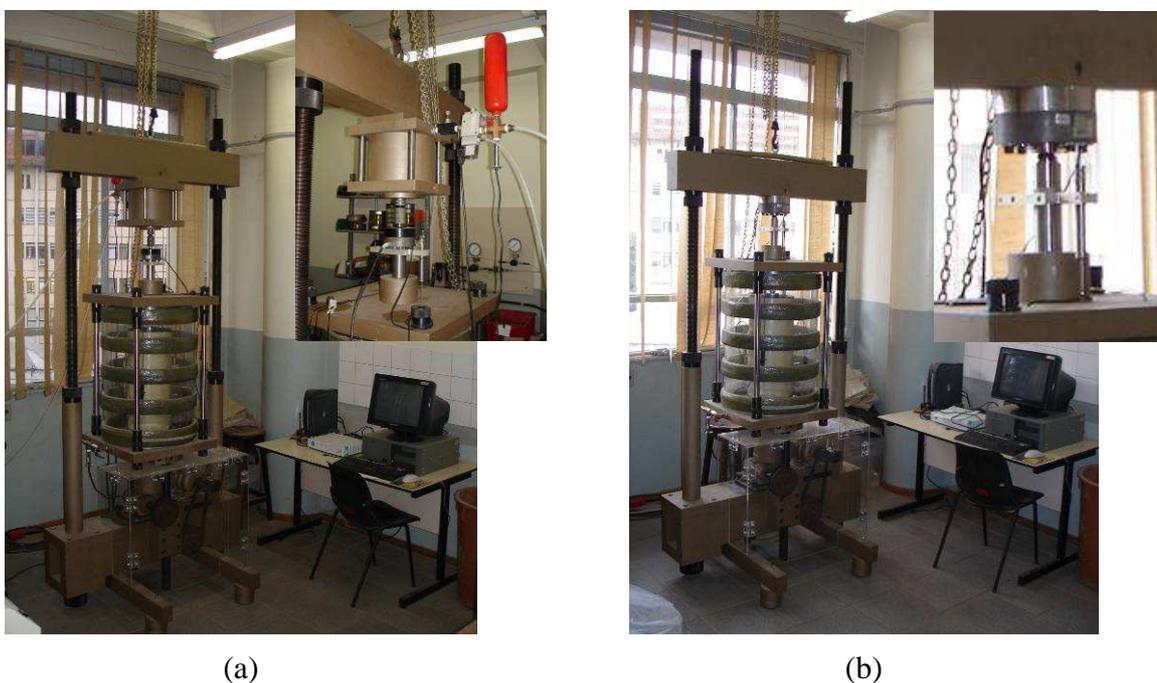
Em seguida, são posicionados o cilindro e o diafragma do tipo “bellofram” conforme apresentado na Figura 3.49. Em seguida são adaptados as hastes do cilindro pneumático e o topo do cilindro pneumático, sendo que o sistema todo é fixado com parafusos. O cilindro pneumático montado é apresentado na fotografia da direita.



**Figura 3.49** – Montagem do cilindro pneumático

A montagem completa do equipamento triaxial a partir de seus componentes básicos foi realizada pela equipe do laboratório no decorrer de um único dia útil, confirmando a relativa portabilidade, a qual foi um dos critérios de projeto adotados. Uma visão geral do equipamento na configuração de carregamentos cíclicos é apresentada pela Figura 3.50 (a) e

na configuração de carregamentos monotônicos pela figura 3.50 (b). Em cada uma delas se observa em detalhe a montagem dos seus componentes específicos.



**Figura 3.50** – Visão geral do equipamento montado: (a) para carregamentos cíclicos e (b) para carregamentos monotônicos

### 3.1.6 Instrumentação e sistema de aquisição de dados

Este item é destinado a descrever a implementação da instrumentação e controle do equipamento. O objetivo desta descrição é facilitar a utilização do equipamento por usuários que a princípio desconheçam o sistema. Assim, os diversos aspectos relacionados à operacionalização de cada instrumento serão descritos passo a passo. Neste caso, foram utilizados transdutores de deslocamento, células de carga e transmissores de pressão. Além disso, serão descritos os procedimentos utilizados para a aplicação dos carregamentos: estáticos, monotônicos e cíclicos.

#### 3.1.6.1 HBM Spider 8

O sistema de aquisição de dados é da marca Hottinger Baldwin Messtechnik (HBM), modelo *Spider 8*, gerenciado pelo *software* HBM *Catman 4.5*. O *HBM Spider 8* comunica-se com o microcomputador por meio de portas paralelas (IEEE-1284) ou seriais (RS-232). A conexão entre o *HBM Spider 8* e os transdutores é realizada por conectores de 15 pinos ou de 5 pinos. Os conectores de 5 pinos foram utilizados apenas para os transmissores de pressão.

Para os demais sensores (células de carga e transdutores de deslocamento) foram utilizados conectores de 15 pinos. A Figura 3.51 apresenta: (i) o *HBM Spider8*, (ii) o painel traseiro do *Spider 8* e (iii) os conectores de 15 pinos e (iv) os conectores de 5 pinos. No painel traseiro são observadas ainda as conexões: serial e paralelas, para comunicação com o microcomputador, impressora, entre diferentes *HBM Spider 8* e uma conexão de entradas e saídas digitais (*Digital I/O*).



(i)



(ii)



(iii)

(iv)

**Figura 3.51** – *HBM Spider 8* e seus conectores

O *HBM Spider 8* possui 8 canais de comunicação, podendo se conectar com um microcomputador através de porta paralela ou serial (RS 232). Os canais de 0 a 3 possuem amplificadores digitais que operam na frequência de 4,8 kHz para transdutores à base de “*strain gages*” ou transdutores indutivos (do tipo LVDTs). Cada canal trabalha com um conversor analógico/digital (A/D) individual que possibilita atingir taxas de aquisição de 1 leitura/s a 9600 leituras/s. Os conversores A/D são sincronizados de forma a permitir leituras simultâneas em todos os canais. Os dois primeiros canais podem também ser usados como contadores de ciclos. Os mesmos canais permitem a aquisição e processamento de sinais de

transdutores de corrente contínua até 10 V (sem amplificação). Os módulos SR 01 (canais 4 a 7) permitem expansões para: temperatura, voltagem até 10 V, correntes até 200 mA e resistências até 4000  $\Omega$ . Um soquete separado (digital I/O) oferece 8 entradas digitais e oito linhas que podem ser usadas com entradas ou saídas digitais (para controle de processos). As entradas digitais podem ser medidas simultaneamente com os outros canais ou requerida utilizando-se um comando separado. Esta porta também pode ser utilizada como um *trigger* (gatilho), ou seja, um controlador dos sistemas de aplicação de cargas. Caso haja necessidade, vários sistemas *HBM Spider 8* podem ser utilizados simultaneamente, conectados entre si, podendo chegar a 64 canais.

### 3.1.6.2 Instrumentação

Os ensaios são instrumentados com dois transdutores de deslocamento do tipo “*Linear Variable Differential Transformer (LVDT)*” para a medição de deslocamentos verticais, com curso de  $\pm 25$  mm, uma célula de carga com capacidade para 300 kN para medição da carga vertical em carregamentos monotônicos, uma célula de carga de 30 kN para a medição da carga vertical cíclica e dois transdutores de pressão, sendo um para medição da pressão de confinamento e outro para a pressão aplicada no cilindro pneumático. Os instrumentos são mostrados na Figura 3.52.



**Figura 3.52** – Instrumentação: LVDTs, células de carga, transmissor de pressão e *HBM Spider 8*

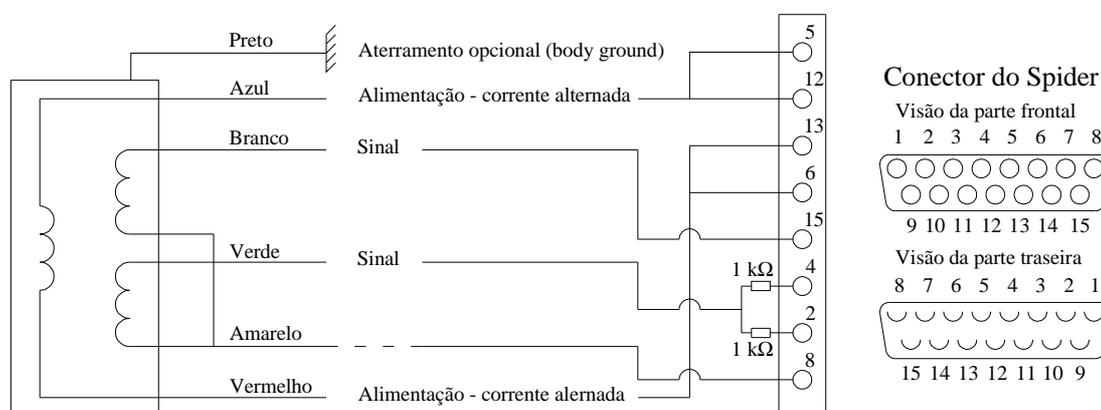
#### 3.1.6.2.1 Transdutores de deslocamento do tipo LVDT Solartron AC-25

Os transdutores de deslocamento do tipo LVDT, de marca *Solartron*, modelo AC-25, foram utilizados para a realização dos ensaios no equipamento triaxial de grande porte. Este sensor possui curso de  $\pm 25$  mm. A Figura 3.53 apresenta o referido transdutor com a haste recolhida e, após, totalmente estendida.



**Figura 3.53** – Transdutor de deslocamento do tipo LVDT *Solartron AC-25*

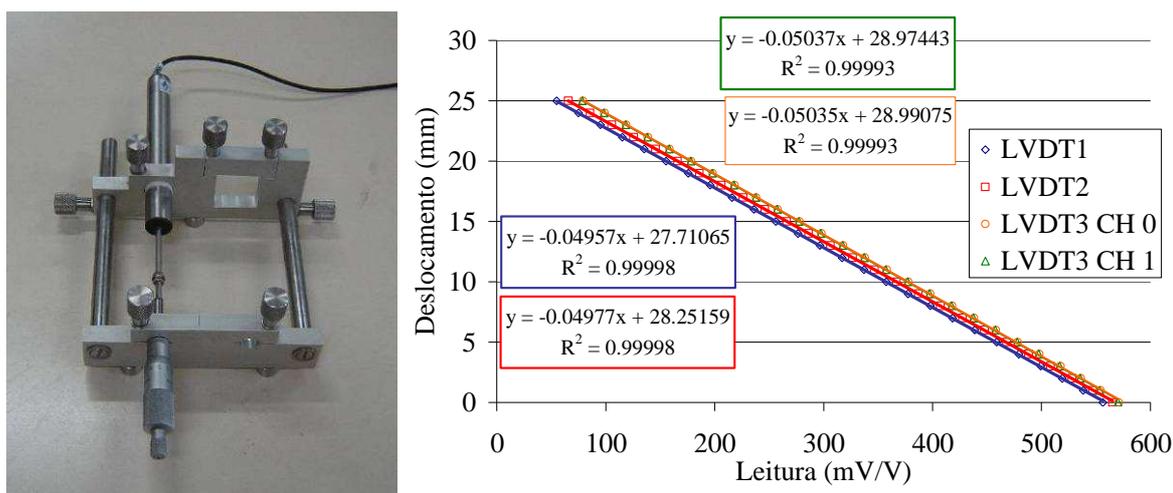
A conexão deste transdutor com o sistema de aquisição de dados *HBM Spider 8* requer uma atenção especial, pois o procedimento apresentado no manual de instruções encontra-se incompleto. O esquema completo das conexões elétricas para os LVDTs *Solartron AC-25* é apresentado pela Figura 3.54. Observa-se a necessidade da utilização de duas resistências elétricas de  $1\text{ k}\Omega$  cada ligadas nos pinos 2 e 4. Segundo o manual do *HBM Spider 8*, o fio amarelo deveria ficar desconectado, porém, é observado na Figura 3.54 que este fio deve ser conectado no pino 8. Também, é observado que os fios azul e vermelho devem ser conectados em dois pinos: 5-12 e 6-13 respectivamente.



**Figura 3.54** – Esquema de conexões elétricas para os LVDTs *Solartron AC-25*

A calibração dos transdutores de deslocamento foi realizada com o auxílio de um pórtico especificamente desenvolvido para esta finalidade e frequentemente utilizado nos laboratórios de pavimentação e mecânica dos solos. Um parafuso micrométrico é conectado ao pórtico a fim de produzir deslocamentos conhecidos com precisão adequada, permitindo correlacionar estes deslocamentos com as leituras realizadas nos transdutores. O programa *Catman 4.5* possui um sistema de calibração interno chamado tabela de linearização. Tal

sistema relaciona as leituras realizadas em mV/V com a posição do transdutor em unidade de comprimento. O procedimento de calibração em execução é apresentado pela Figura 3.55, na qual observa-se o pórtico, o parafuso micrométrico e o LVDT. Também é apresentado o gráfico resultante da tabela de linearização obtida no processo de calibração dos LVDTs “0, 1 e 2”. Durante os ensaios são utilizados 2 LVDTs internamente à câmara triaxial e um terceiro medindo os deslocamentos externamente.



**Figura 3.55** – Procedimento de calibração dos LVDTs

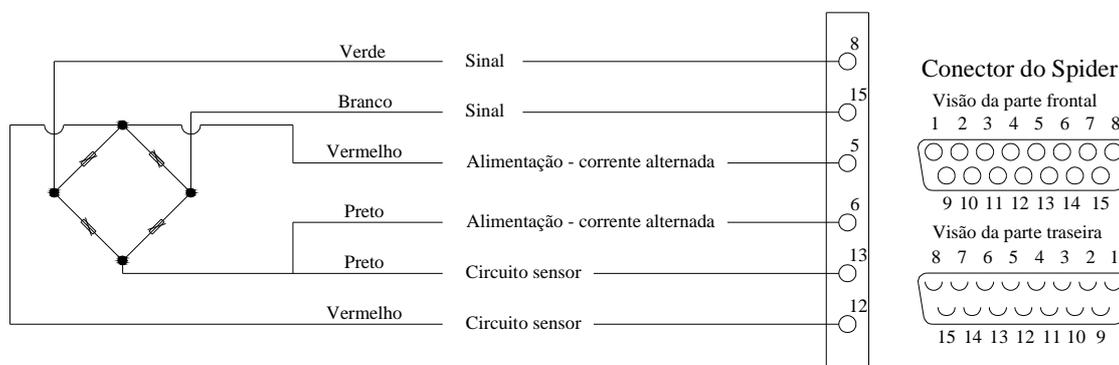
### 3.1.6.2.2 Células de carga Gunt Hamburg LT 50/30 e LT 5/3

A célula de carga *Gunt Hamburg LT 50/30* foi utilizada para a realização dos ensaios triaxiais de carregamento monotônico no equipamento triaxial de grande porte. A aquisição de dados foi realizada com o sistema *HBM Spider 8* e conector de 15 pinos. A sua carga nominal é de 300 kN. A célula de carga é apresentada pela Figura 3.56, com vista superior e vista lateral.



**Figura 3.56** – Célula de carga *Gunt Hamburg LT 50/30*

O esquema das conexões elétricas para a célula de carga *Gunt Hamburg LT 50/30* é apresentado na Figura 3.57. Deve-se observar que o fio vermelho é conectado simultaneamente aos pinos 5 e 12. Por sua vez, o fio preto deve ser conectado simultaneamente aos pinos 6 e 13.



**Figura 3.57** – Esquema de conexões elétricas para a célula de carga *Gunt Hamburg LT 50/30*

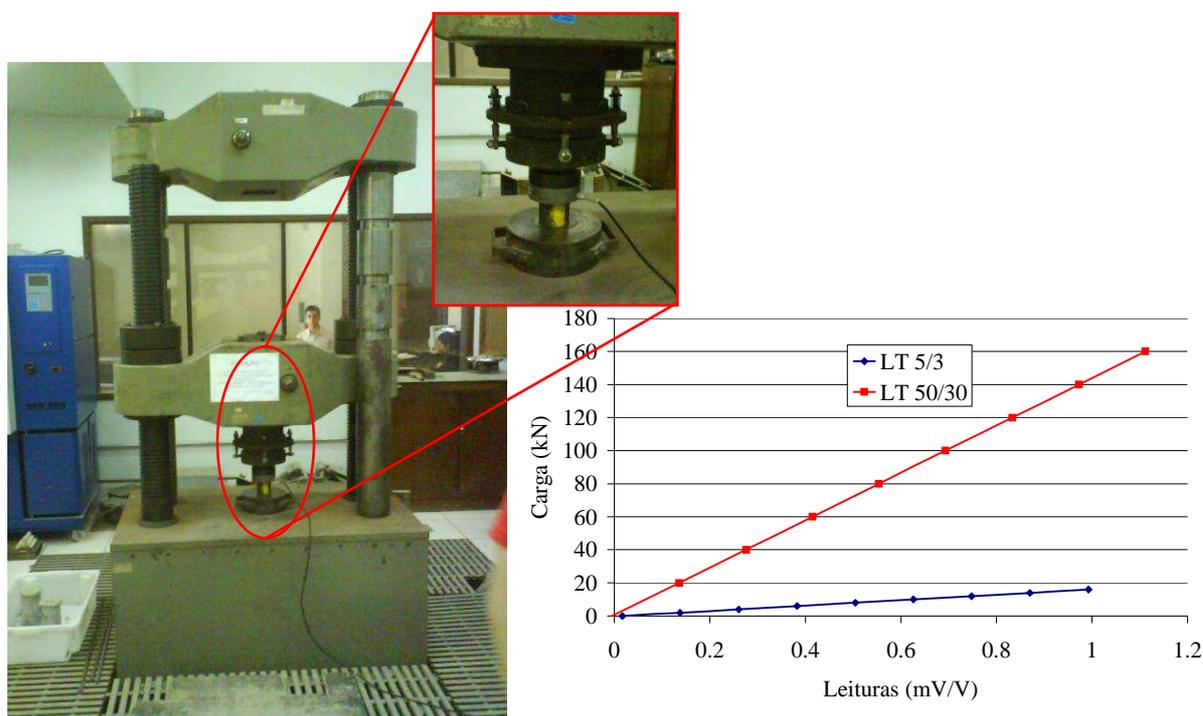
A célula de carga *Gunt Hamburg LT 5/3* foi utilizada para a realização dos ensaios triaxiais de carregamento repetido (módulo de resiliência e deformações permanentes) no equipamento triaxial de grande porte. A aquisição de dados foi realizada com o sistema *HBM Spider 8* e conector de 15 pinos. A sua carga nominal é de 30 kN. A célula de carga é apresentada pela Figura 3.58, com vista superior e vista lateral. O esquema das conexões elétricas para a célula de carga *Gunt Hamburg LT 5/3* é igual ao da célula *Gunt Hamburg LT 50/30*, já apresentado na Figura 3.56.



**Figura 3.58** – Célula de carga *Gunt Hamburg LT 5/3*

Normalmente a calibração das células de carga utilizadas no LAPAV e LAGEO é realizada com auxílio de um pórtico e um pêndulo com pesos conhecidos (ver Figura 3.81 do item 3.2.1.3). Como neste caso as células de cargas utilizadas possuem carga nominal significativamente maior que as utilizadas até então, o procedimento usual não se mostrou

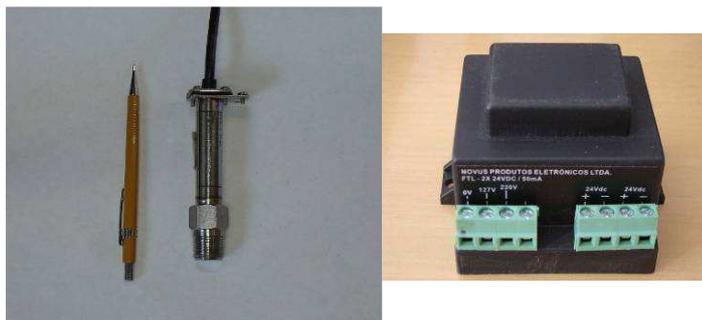
eficiente. A utilização de dez pesos de 100 N (total de 100 kgf) equivale a menos de 4% da carga nominal da célula de carga *LT 5/3*. Sendo assim foi solicitado à coordenação do Laboratório de Ensaios e Modelos Estruturais (LEME/UFRGS) auxílio para a calibração dos referidos instrumentos utilizando a prensa hidráulica *Shimadzu* com capacidade para 2000 kN. Para uma calibração mais eficiente o fundo de escala da prensa foi regulada em 200 kN para a calibração da célula *LT 50/30* e 40 kN para a célula *LT 5/3*. A Figura 3.59 apresenta a calibração das células de carga em andamento na prensa do LEME/UFRGS.



**Figura 3.59** – Calibração das células de carga na prensa *Shimadzu*

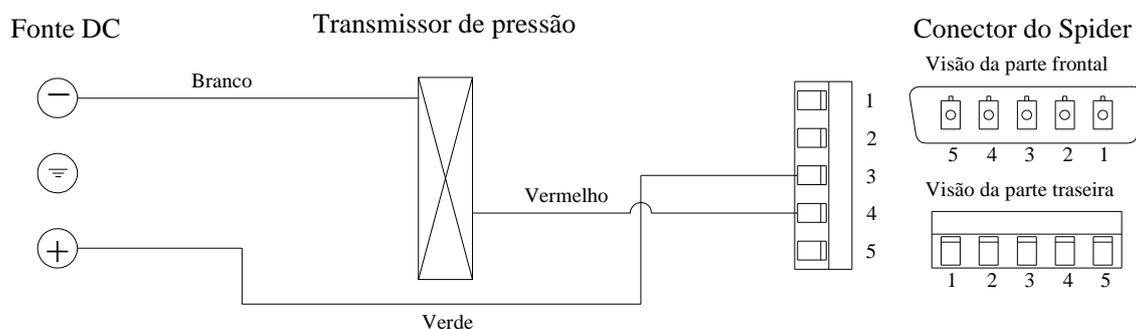
### 3.1.6.2.3 Transmissores de pressão *ASHCROFT k1*

Os transmissores de pressão de marca *ASHCROFT*, modelo *k1*, foram utilizados para medir a pressão de ar comprimido aplicada na câmara triaxial (pressão de confinamento) e no cilindro pneumático (proporcional à tensão desvio). A aquisição de dados foi realizada com o sistema *HBM Spider 8* e conector de 5 pinos nos ensaios de deformações permanentes. A sua pressão nominal é de 1 MPa (10 kgf/cm<sup>2</sup>) e nesta tese foi alimentado com 24 V de corrente contínua. O transmissor de pressão e a fonte de corrente contínua de marca *NOVUS*, modelo *FTL 2 x 24 V / 50 mA*, são apresentados pela Figura 3.60.



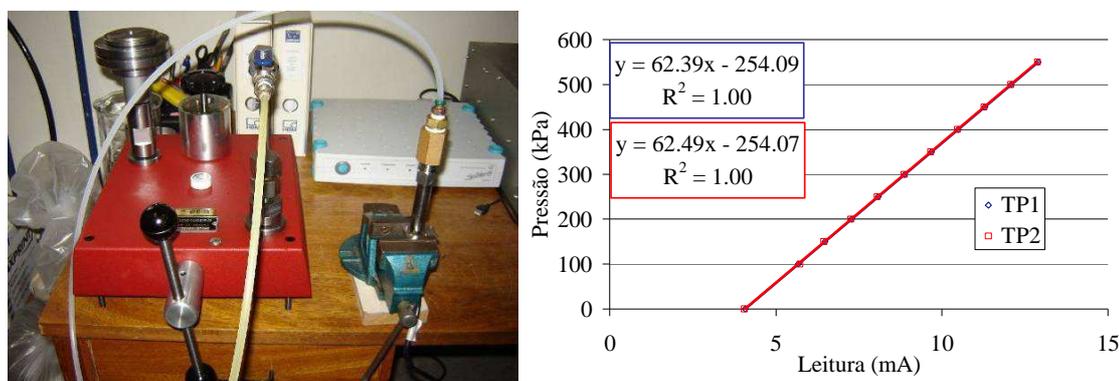
**Figura 3.60** – Transmissor de pressão *ASHCROFT k1*

O esquema das conexões elétricas para o transmissor de pressão *ASHCROFT k1* é apresentado na Figura 3.61. O fio branco deve ser conectado diretamente no pólo negativo da fonte de corrente contínua e o fio vermelho no pino 4 do conector do *HBM Spider 8*. Deve ser utilizado um terceiro fio para realizar a conexão entre o pino 3 do conector e o pólo positivo da fonte, neste caso está representado pela cor verde.



**Figura 3.61** – Esquema de conexões elétricas para o transmissor de pressão *ASHCROFT k1*

A calibração dos transmissores de pressão foi realizada utilizando-se um calibrador de precisão da marca *Budenberg*. Foram calibrados dois transmissores de pressão denominados TP1 e TP2. A Figura 3.62 apresenta o procedimento de calibração em execução, bem como os resultados obtidos. Observa-se que as curvas obtidas para ambos os sensores foram praticamente coincidentes.



**Figura 3.62** – Calibração dos transmissores de pressão

### 3.1.6.3 Descrição do programa Catman 4.5

Após a conexão dos instrumentos ao sistema *HBM Spider 8*, deve-se estabelecer a comunicação com o computador. Isto foi feito utilizando o programa *HBM Catman 4.5*. O programa *HBM Catman 4.5* permite quatro níveis de operação. Utilizando apenas os níveis 1 e 2 é possível realizar as aquisições de dados necessárias à realização dos ensaios. No nível de operação 1 o usuário utiliza telas de visualização pré-existentes nos *menus* do programa. Se for necessário um nível de detalhamento um pouco maior deve-se utilizar o nível de operação 2 no qual o usuário cria as suas próprias telas de visualização. Os níveis 3 e 4 requerem conhecimentos da linguagem de programação utilizada pelo programa *Catman 4.5* e são muito úteis para o controle avançado de processos. Os primeiros testes com a instrumentação foram realizados com o nível 1 de operação, porém para a execução da maioria dos ensaios foi utilizado o nível 2. Para os ensaios de carregamento monotônico foi desenvolvida uma rotina em nível 3, a fim de avançar no conhecimento sobre o funcionamento do programa. Após efetuadas as ligações dos instrumentos, devem ser configurados os seguintes *menus* do sistema:

- Definições de entrada e saída (Níveis 1 e 2)– “*I/O definitions*”
- Módulos pré-existentes (Nível 1) - “*CatModules*”
- Telas de visualização (Nível 2) – “*On-line documents*”
- Medições (Nível 2) – “*Measurement Wizard*”

As primeiras configurações a serem realizadas são as definições de entrada e saída (*I/O definitions*). Para isso cada canal deve ser configurado de acordo com o sensor utilizado. A maior parte das configurações é feita automaticamente pelo programa, restando nomear, ajustar e calibrar os sensores. Nesta tese, os sensores foram calibrados utilizando a opção tabela de linearização. As configurações para os sensores utilizados são apresentadas na Tabela 3.9. A tabela foi concebida em inglês propositalmente para que os termos apresentados sejam os mesmos que os utilizados pelo programa. Observa-se que a excitação para os transmissores de pressão não é solicitada nas configurações, já que é feita por fonte externa. Também, para célula de carga *Gefran*, não são solicitados valores mínimos e máximos de *sensitivity* e *nominal value* e sim *gauge factor* e *bridge factor*.

**Tabela 3.9** – Configuração dos sensores (*Sensor Settings*)

<i>Sensor</i>	<i>Type</i>	<i>Excitation</i> (V)	<i>Sensitivity</i>		<i>Nominal Value</i>	
			mín	máx	mín	máx
LVDTs AC-25	<i>Full bridge</i>	3	0 mV/V	500 mV/V	0%	100%
RDT Gefran	<i>DC Voltage</i>	10	0 V	10 V	0%	100%
CC Gunt Hamburg	<i>Full bridge</i>	3	0 mV/V	20 mV/V	0%	100%
CC Gefran	<i>SG Full bridge</i>	5	<i>Gauge factor = 2</i>		<i>Bridge factor = 4</i>	
TP ASHCROFT	<i>DC current</i>	-	4 mA	16 mA	0%	100%

Utilizando os módulos pré-existent (*catModules*) é possível executar ensaios de forma fácil e rápida, porém o programa apresenta pouca flexibilidade. A principal desvantagem da utilização dos *catModules* é com relação à visualização dos resultados durante a execução dos ensaios. Para suprir esta necessidade, deve-se utilizar o nível 2 de operação que permite ao usuário confeccionar as suas próprias telas de visualização, utilizando o *menu Online documents*. Com esta ferramenta o usuário pode dispor de gráficos, indicadores digitais e analógicos, botões, controles, etc. da forma que melhor lhe convier.

A tela confeccionada para os ensaios monotônicos mostra três gráficos: uma para a célula de carga contra o tempo, outro para os LVDTs contra o tempo e o último para a curva tensão deformação. São mostrados três gráficos de barras, um para cada LVDT, apresentando a posição atual do sensor, bem como um mostrador digital para cada um. O mesmo conjunto gráfico de barra e mostrador digital é apresentado também para a célula de carga. A pressão de confinamento é apresentada por um mostrador do tipo relógio e também por um digital com código de cores alterando conforme o valor da pressão medida. A tela desenvolvida para os ensaios monotônicos é apresentada pela Figura 3.63.

Para os ensaios cíclicos são utilizados dois gráficos, um para os pulsos de carga contra o tempo e outro para os pulsos de deslocamento contra o tempo. O posicionamento dos LVDTs e as leituras da célula de carga também são apresentados por um conjunto de gráficos de barras e mostrador digital, da mesma forma que para os ensaios monotônicos. As pressões de ar comprimido na câmara triaxial e no cilindro pneumático são apresentadas por mostradores do tipo relógio e também digital. O número de ciclos do ensaio é apresentado por um mostrador digital. As telas de ambos os ensaios contam com botões de início e fim do ensaio. A tela desenvolvida para os ensaios cíclicos é apresentada pela Figura 3.64.

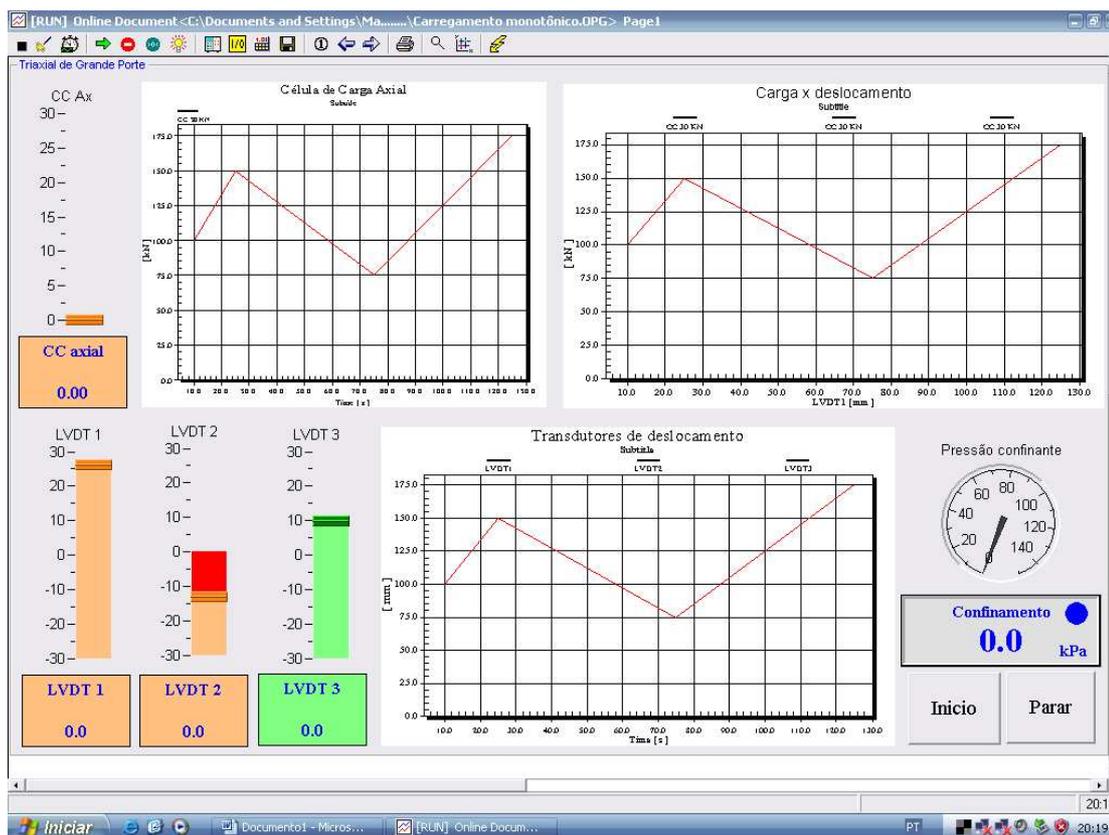


Figura 3.63 – Tela de operação dos ensaios monotônicos no programa *Catman 4.5*



Figura 3.64 – Tela de operação dos ensaios cíclicos no programa *Catman 4.5*

A opção de aquisição denominada *Data Logger* é mais indicada para medições mais curtas e que requerem aquisição contínua de dados em frequências mais elevadas. A opção *Periodic Measurements* é mais indicada para medições longas e intermitentes. No caso da utilização do *Data Logger*, a frequência mínima de aquisição é 1 Hz. No caso de um ensaio de 24 horas de duração seriam 86.400 pontos, o que pode dificultar a interpretação. Em casos como este se sugere utilizar o módulo *Periodic Measurements*, medindo, por exemplo, 1 ponto a cada 20 min ou medir 5 segundos em uma frequência de 50 Hz a cada 1000 segundos (como foi o caso dos ensaios cíclicos de deformações permanentes realizados nesta tese).

Os resultados dos ensaios são fornecidos pelo sistema de aquisição em formato de arquivo de dados, com as grandezas medidas pelos sensores são apresentadas em colunas. Estes arquivos podem ser editados em programas do tipo planilha eletrônica a fim de fornecer os resultados requeridos de cada ensaio. Assim, foram desenvolvidas planilhas modelo para cada tipo de ensaio, a fim de conduzir as interpretações sempre segundo o mesmo padrão.

### 3.1.7 Considerações finais sobre o equipamento triaxial de grande porte

Os itens anteriores descreveram a concepção do equipamento triaxial de grande porte em detalhes no que se refere aos seguintes itens: pórtico de reação, câmara triaxial, sistemas de aplicação de cargas, instrumentação e sistema de aquisição de dados. Uma vez com o equipamento em funcionamento resta explorar as suas potencialidades e identificar as suas limitações. Isto se dará no decorrer da sua utilização e possivelmente modificações e melhorias serão sugeridas. Em sua configuração atual o equipamento possui as especificações apresentadas na Tabela 3.10, descrevendo os limites e capacidades dos componentes da prensa e na Tabela 3.11 descrevendo os componentes do sistema pneumático e da instrumentação.

**Tabela 3.10** – Especificações do equipamento triaxial de grande porte

<b>Equipamento</b>	<b>Capacidade nominal</b>
Pórtico de reação	200 kN
Câmara triaxial	1 MPa
Motor	1 CV
Macaco mecânico de esferas recirculantes	200 kN – 200 mm
Cilindro pneumático	20 kN
Inversor de frequência	0 – 60 Hz

**Tabela 3.11** – Especificações dos componentes do sistema pneumático e instrumentação

<b>Equipamento</b>	<b>Capacidade nominal</b>
Compressor de ar Kaeser SX-7	760 kPa – 30 cfm
Filtro Norgren F 74G-4AN-QP3	1,03 MPa - 40 micra
Filtro 2 Norgren F 74C-4AN-QP0	1,03 MPa – 0,01 micra
Regulador de pressão MO4 R74G-4AK-RMN	1 MPa
Regulador de pressão Norgren 11-018-110	1 MPa
Válvula solenóide Norgren H061866	1 MPa
Válvula reguladora de vazão T1000 – A4800	1 MPa
LVDTs Solartron AC 25	50 mm
LVDTs Solartron DG 2,5	5 mm
RDT Gefram LTM 50 S	50 mm
Célula de carga Gunt Hamburg LT 50/30	300 kN
Célula de carga Gunt Hamburg LT 5/3	30 kN
Transmissor de Pressão Aschcroft k1	1 MPa

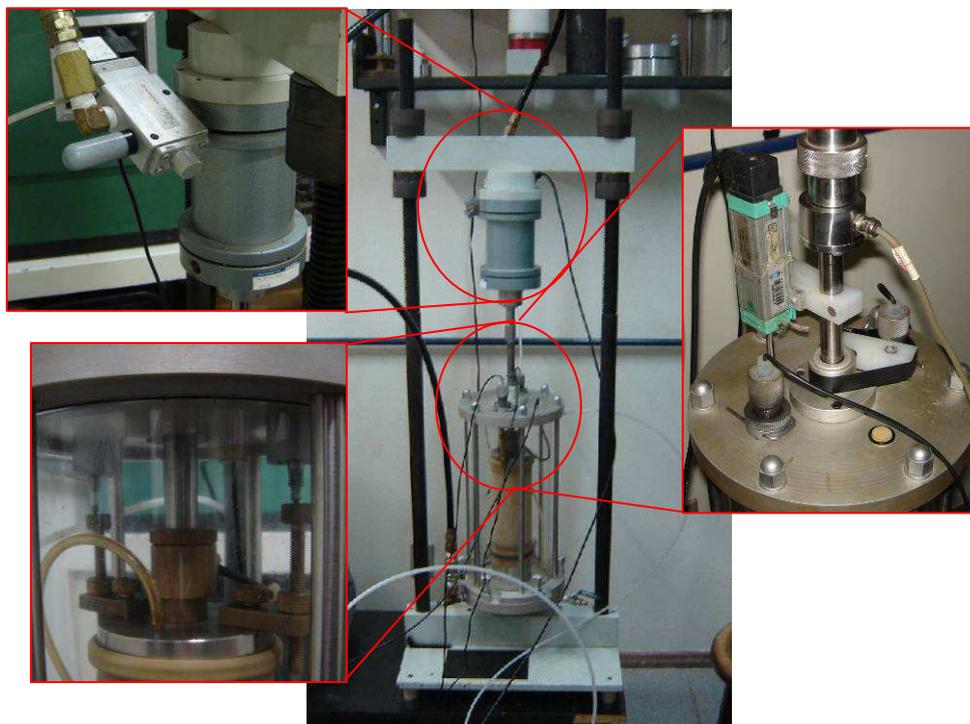
### 3.2 Descrição dos equipamentos triaxiais para solos

A principal motivação para a construção de um equipamento triaxial de grande porte foi a limitação dos equipamentos, até então em uso na UFRGS, para realizar ensaios em agregados. Algumas vezes a relação mínima entre o diâmetro do corpo de prova e o máximo tamanho de agregado não era respeitada ou era utilizado o procedimento de “escalpo”, retirando a fração mais graúda do material. Ainda assim foram propostos ensaios nestes equipamentos, a fim de comparar os resultados com os do equipamento de grande porte desenvolvido nesta tese. Os equipamentos triaxiais para solos utilizam corpos de prova cilíndricos com 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura (10 x 20 cm). Aqui, são descritos os equipamentos e a instrumentação utilizados para cada tipo de ensaio realizado: módulo de resiliência, deformações permanentes e resistência ao cisalhamento.

#### 3.2.1 Ensaio triaxial de módulo de resiliência

O equipamento triaxial utilizado para execução de ensaios triaxiais de módulo de resiliência é apresentado pela Figura 3.65, com os sistemas de aplicação de cargas, de medição de cargas, de medição interna de deslocamentos e de medição externa de deslocamentos apresentados em detalhe. Observa-se que este equipamento é composto por:

pórtico de reação, câmara triaxial e cilindro pneumático, semelhante ao equipamento triaxial de grande porte, porém sem a capacidade de aplicar carregamentos monotônicos.



**Figura 3.65** – Equipamento triaxial de carregamento repetido para solos

A Figura 3.66 apresenta uma visão geral dos diversos componentes do ensaio além de alguns detalhes de suas partes mais importantes. Observam-se dois sistemas de aquisição de dados (um em uso e outro de reserva), as saídas de ar comprimido e uma tela do programa em execução. O sistema de aquisição de dados utilizado é o *SEPAV 8200* fabricado pela empresa Doering e Brito Ltda. Nas saídas de ar comprimido são observados 3 manômetros que registram a pressão de linha oriunda do compressor, a pressão confinante regulada e a pressão que atua no cilindro pneumático para a aplicação da tensão desvio. Na tela do ensaio em execução são observados os sinais dos LVDTs no gráfico mais inferior, o sinal da célula de carga no gráfico ao centro/direita, além de outras informações adicionais.



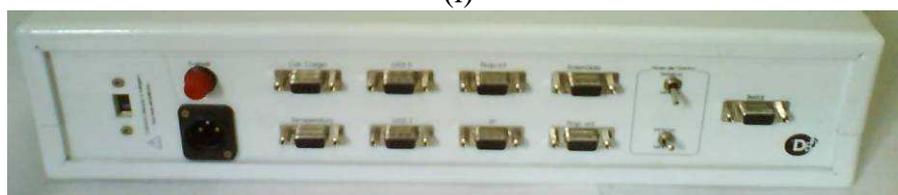
**Figura 3.66** – Sistema de aquisição de dados

### 3.2.1.1 SEEPAV 8200

O SEEPAV 8200 é um sistema que foi desenvolvido especialmente para utilização em ensaios especiais de pavimentação, como: módulo de resiliência triaxial, módulo de resiliência diametral e “*creep*” dinâmico. O sistema comunica-se tanto com o computador quanto com a instrumentação por meio de conexões seriais (RS 232). A Figura 3.67 apresenta: (i) o SEEPAV 8200, (ii) o painel traseiro do SEEPAV 8200 e (iii) o conector serial. No painel traseiro são observadas ainda as conexões: seriais e de alimentação, além do fusível, a seleção de voltagem e o nível de ganho para operação dos LVDTs (mínimo para ensaio triaxial e máximo para diametral).



(i)



(ii)



(iii)

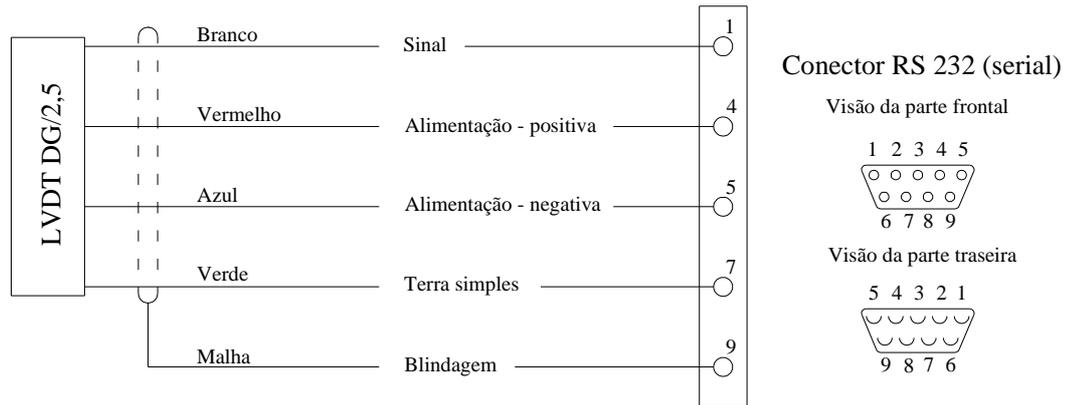
**Figura 3.67** – SEEPAV 8200 e conector serial

### 3.2.1.2 – LVDTs Solartron DG-2,5

O equipamento utiliza transdutores de deslocamento do tipo LVDT da empresa *Solartron* modelo *DG-2,5*. Este sensor, apresentado pela Figura 3.68, possui curso de  $\pm 2,5$  mm. O esquema das conexões elétricas para os LVDTs Solartron DG-2,5 com o SEEPAV 8200 é apresentado na Figura 3.69. Os fios são conectados diretamente aos pinos do conector serial segundo o esquema de cores apresentado. A calibração foi realizada com o mesmo pórtico utilizado para os demais transdutores de deslocamento, conforme já apresentado na Figura 3.55.



**Figura 3.68** – Transdutor de deslocamento LVDT *Solartron DG-2,5*



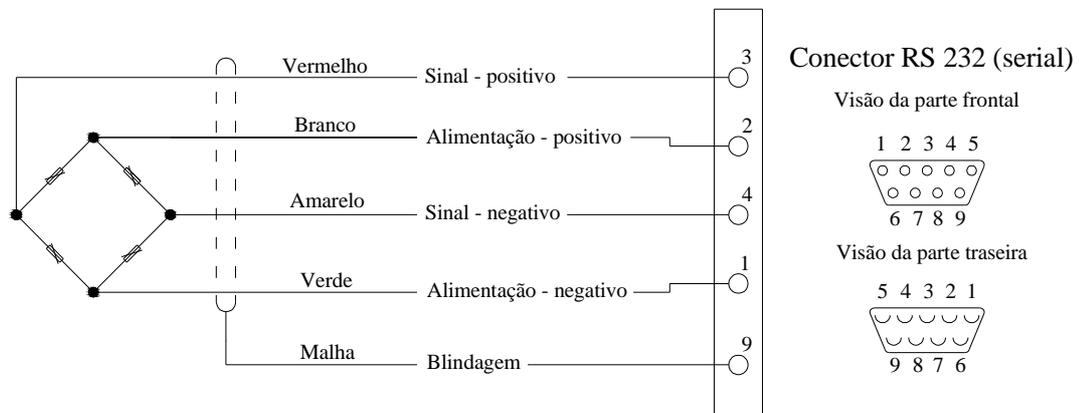
**Figura 3.69** – Esquema de conexões elétricas para os LVDTs Solartron DG-2,5

### 3.2.1.3 – Célula de carga Gefran TU K1 M

A tensão desvio é calculada a partir de medições realizadas com uma célula de carga Gefran TU K1 M, com capacidade nominal de 10 kN. O instrumento é apresentado pela Figura 3.70, com vista superior e vista lateral. Neste caso, em que é utilizado o sistema SEEPAV 8200, as conexões devem ser efetuadas conforme a Figura 3.71.



**Figura 3.70** – Célula de carga Gefran TU K1 M



**Figura 3.71** – Esquema de conexões elétricas com o sistema SEEPAV 8200 para célula de carga Gefran TU K1 M

A calibração da célula de carga *Gefran TU K1 M* foi realizada utilizando-se um pórtico de calibração conforme apresentado na Figura 3.72. Os pesos utilizados na calibração somam em torno de 1 kN, que representa 10% da carga nominal do instrumento.



**Figura 3.72** – Calibração de célula de carga com pórtico e pesos

### 3.2.2 Ensaio triaxial de carregamento repetido para deformações permanentes

Os ensaios triaxiais de carregamento repetido para deformações permanentes em corpos de prova de 10 x 20 cm foram realizados no mesmo equipamento utilizado para os ensaios de módulo de resiliência, conforme apresentado no item anterior. Nos trabalhos anteriormente realizados os deslocamentos eram medidos com um sensor tipo RDT (*rectilinear displacement transducer*) conectado a um multímetro, as pressões de ar comprimido eram medidas por manômetros e as cargas verticais não eram medidas (eram obtidas a partir de uma calibração da carga em função da pressão de ar comprimido no cilindro pneumático). Nesta tese foi implementado um sistema de aquisição de dados semelhante ao proposto para o equipamento triaxial de grande porte, utilizando o sistema *HBM Spider 8* e o programa *Catman 4.5*. A instrumentação proposta foi composta por um transdutor de deslocamento RDT *Gefran LTM 50 S*, uma célula de carga *Gefran TU K1 M* e um transmissor de pressão *ASHCROFT k1*.

#### 3.2.2.1 – RDT *Gefran LTM 50 S*

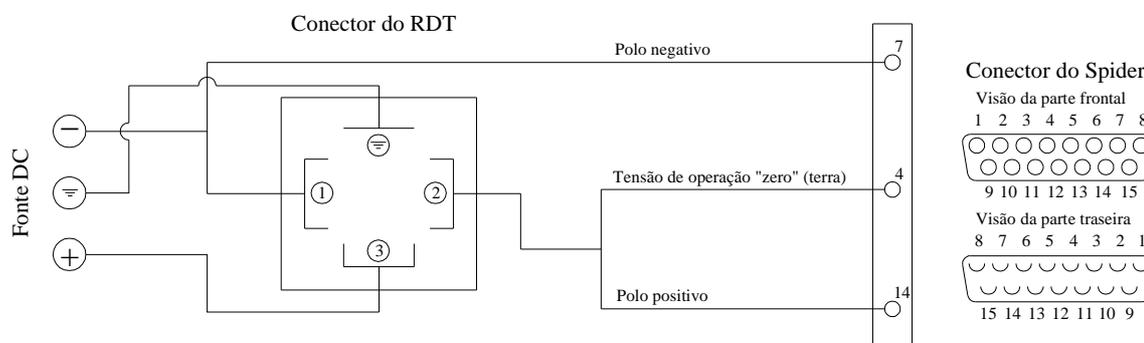
O transdutor de deslocamentos *RDT LTM 50 S* foi utilizado para os ensaios triaxiais cíclicos de deformações permanentes no equipamento para corpos de prova de 10 x 20 cm. A

aquisição de dados foi realizada com o sistema *HBM Spider 8* e conector de 15 pinos. O referido transdutor possui curso de 50 mm e, nesta tese, foi alimentado com 10 VCC. O sensor é apresentado pela Figura 3.73, com sua haste totalmente recolhida e totalmente estendida. A calibração foi realizada com o mesmo pórtico utilizado para os demais transdutores de deslocamento, conforme já apresentado na Figura 3.55.



**Figura 3.73** – Transdutor de deslocamento *RDT Gefran LTM 50 S*

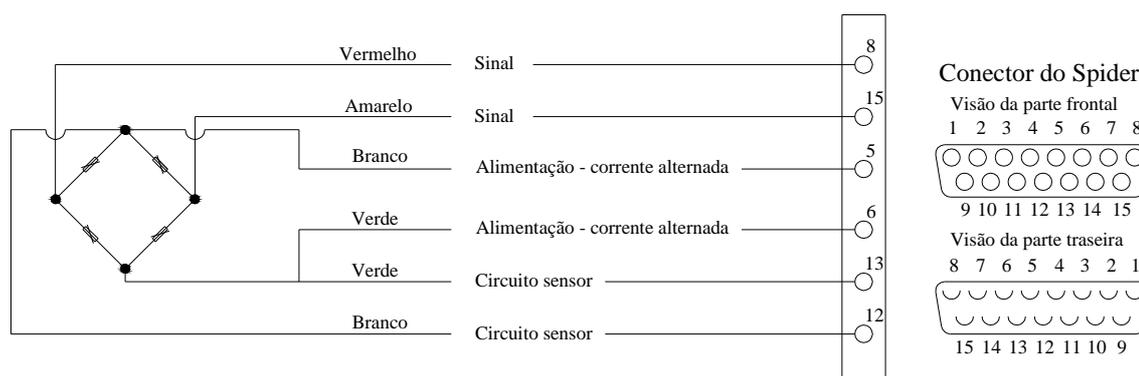
O transdutor de deslocamento *RDT Gefran LTM 50 S* deve ser conectado ao sistema de aquisição de dados utilizando os pinos localizados no lado oposto ao da haste deslizante. Na Figura 3.73 observa-se a utilização de um conector do tipo cachimbo para orientar a saída do cabo do transdutor para o sistema de aquisição de dados. Sendo assim, fica a critério do usuário definir as cores dos fios utilizados. Porém, é praxe utilizar vermelho para o pólo positivo e preto para o pólo negativo. O esquema das conexões elétricas para o *RDT Gefran LTM 50 S* é apresentado na Figura 3.74. Observa-se a fonte de corrente contínua alimentando o sensor através dos pinos 1 e 3, além da conexão ao sistema de aquisição de dados utilizando um conector de 15 pinos (utilizando apenas os pinos 7, 4 e 14).



**Figura 3.74** – Esquema de conexões elétricas para o RDT Gefran LTM 50 S

### 3.2.2.2 Célula de carga Gefran TU K1 M

A tensão desvio dos ensaios triaxiais de deformações permanentes em corpos de prova de 10 x 20 cm foi calculada a partir das leituras de uma célula de carga *Gefran TU K1 M*, a mesma utilizada nos ensaios de módulo de resiliência. As suas características e calibração foram descritas no item 3.2.1.3. A conexão com o *HBM Spider 8* é apresentada pela Figura 3.75.



**Figura 3.75** – Esquema de conexões elétricas do sistema *HBM Spider 8* para a célula de carga *Gefran TU K1 M*

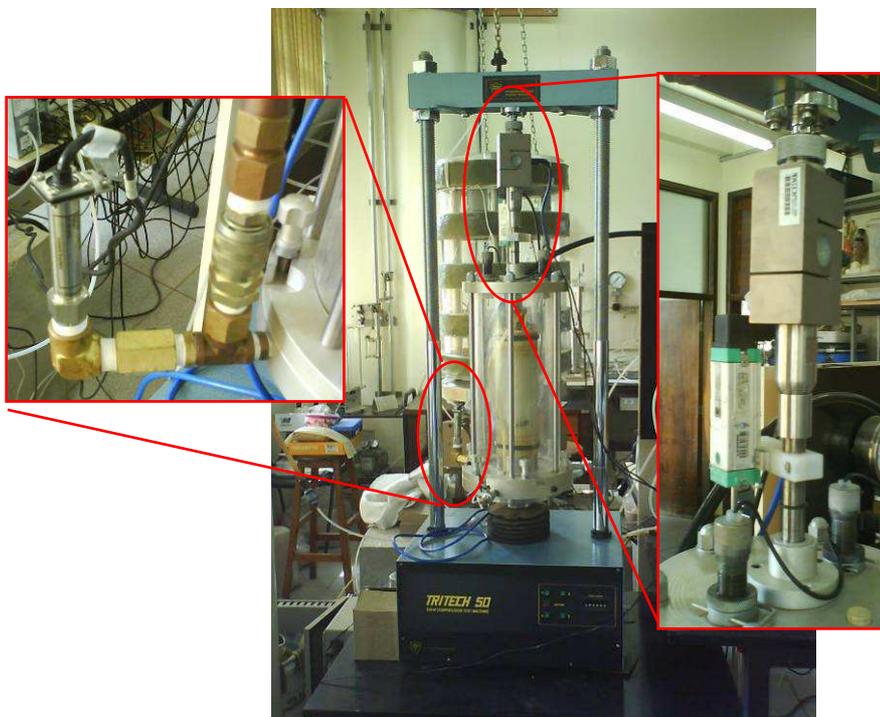
### 3.2.2.3 Transmissor de pressão ASHCROFT k1

A pressão de confinamento foi medida por um transmissor de pressão *ASHCROFT k1*, o mesmo utilizado no equipamento triaxial de grande porte, com as mesmas conexões e calibrado segundo o mesmo procedimento. Os detalhes deste sensor foram apresentados no item 3.1.6.2.3.

### 3.2.3 Ensaio triaxial de carregamento monotônico

Os ensaios triaxiais de carregamento monotônico foram realizados na mesma câmara triaxial que os ensaios cíclicos (Figura 3.65). Porém foi utilizada uma prensa da marca *Wykeham Farrance Int.* com capacidade para 50 kN e velocidade de deslocamento máxima de 6 mm/min. A prensa é utilizada, principalmente, na realização de ensaios triaxiais em corpos de prova de 5 x 10 cm de solos, porém com pequenas adaptações foi possível realizar ensaios em corpos de prova de 10 x 20 cm. O equipamento é mostrado na Figura 3.76. Para estes ensaios foi implementado um sistema de aquisição de dados semelhante ao proposto para os ensaios de deformações permanentes, utilizando o *HBM Spider 8* e o programa *Catman 4.5*. A

instrumentação proposta foi composta por um transdutor de deslocamento *RDT Gefran LTM 50 S*, uma célula de carga *Reaccion BCZC-5000* e um transmissor de pressão *ASHCROFT k1*.



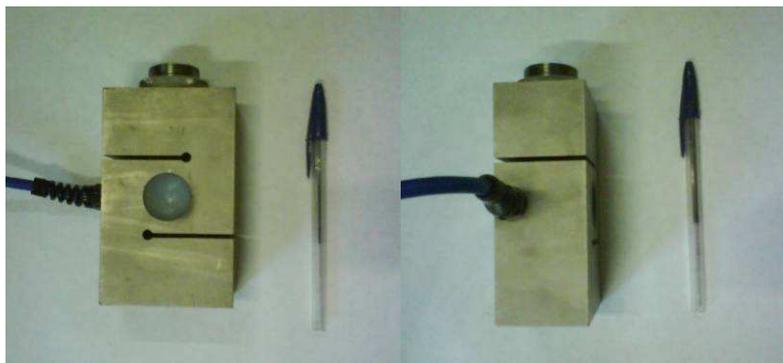
**Figura 3.76** – Equipamento utilizado para os ensaios triaxiais de carregamento monotônico e detalhe de instrumentação

### 3.2.3.1 – *RDT Gefran LTM 50 S*

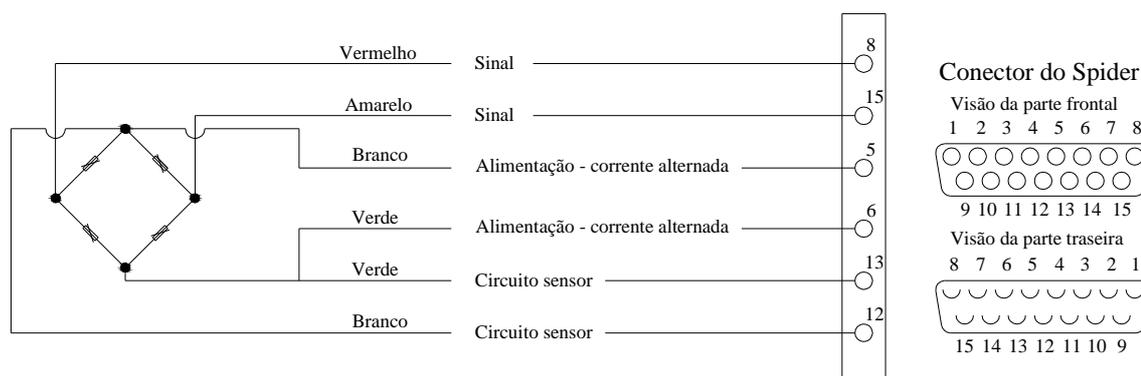
As deformações foram calculadas a partir das leituras de um transdutor de deslocamento tipo RDT da marca *Gefran* modelo *LTM 50 S*, o mesmo utilizado nos ensaios de deformações permanentes, com as mesmas conexões e calibrado segundo o mesmo procedimento. Os detalhes deste sensor foram apresentados no item 3.2.2.1.

### 3.2.3.2 *Célula de carga Reaccion BCZC-5000*

A tensão desvio dos ensaios de carregamento monotônico foi calculada a partir das leituras de uma célula de carga da marca *Reaccion* modelo *BCZC-5000*, com capacidade nominal de 50 kN. O instrumento é apresentado pela Figura 3.77, com vista superior e lateral. Neste caso, em que é utilizado o sistema *HBM Spider 8*, as conexões são efetuadas conforme a Figura 3.78. A calibração foi realizada segundo o mesmo procedimento realizado para a calibração da célula de carga *Gefran TU k1 M*, conforme já apresentado na Figura 3.72.



**Figura 3.77** – Célula de carga *Reaccion BCZC-5000*



**Figura 3.78** – Esquema de conexões elétricas do sistema HBM *Spider 8* para a célula de carga *Reaccion BCZC-5000*

### 3.2.3.3 Transmissor de pressão *ASHCROFT k1*

A pressão de confinamento foi medida por um transmissor de pressão *ASHCROFT k1*, o mesmo utilizado no equipamento triaxial de grande porte, com as mesmas conexões e calibrado segundo o mesmo procedimento. Os detalhes deste sensor foram apresentados no item 3.1.6.2.3.

## 4 PROGRAMA EXPERIMENTAL

Neste capítulo apresenta-se o material a ser estudado e detalha-se a metodologia empregada para execução e análise dos ensaios. Inicialmente o material é classificado segundo as especificações tradicionais e em seguida é proposta uma análise mais aprofundada do comportamento do material como parte integrante da estrutura de pavimentos. A avaliação é realizada a partir dos resultados de ensaios triaxiais de módulo de resiliência, de resistência ao cisalhamento e de deformações permanentes.

### 4.1 Caracterização do Material Estudado

O material utilizado para o desenvolvimento desta tese é uma brita bem graduada, utilizada como base em pistas experimentais solicitadas pelo Simulador de Tráfego UFRGS-DAER/RS conforme Núñez *et al.* (2000) e Núñez *et al.* (2002). Trata-se de uma brita graduada de basalto oriunda de britagem de rocha sã. O agregado foi extraído de pistas já trafegadas e após foi seco e peneirado nas frações das faixas granulométricas do DAER/RS.

Como os pavimentos estudados por Núñez *et al.* (2000) e Núñez *et al.* (2002) são típicos de rodovias estaduais do Rio Grande do Sul, foi utilizada a Especificação de serviço DAER-ES-P 08/91 para a classificação do material. O material possui mais de 90% das partículas em peso com pelo menos duas faces britadas e é isento de matéria vegetal ou outras substâncias nocivas.

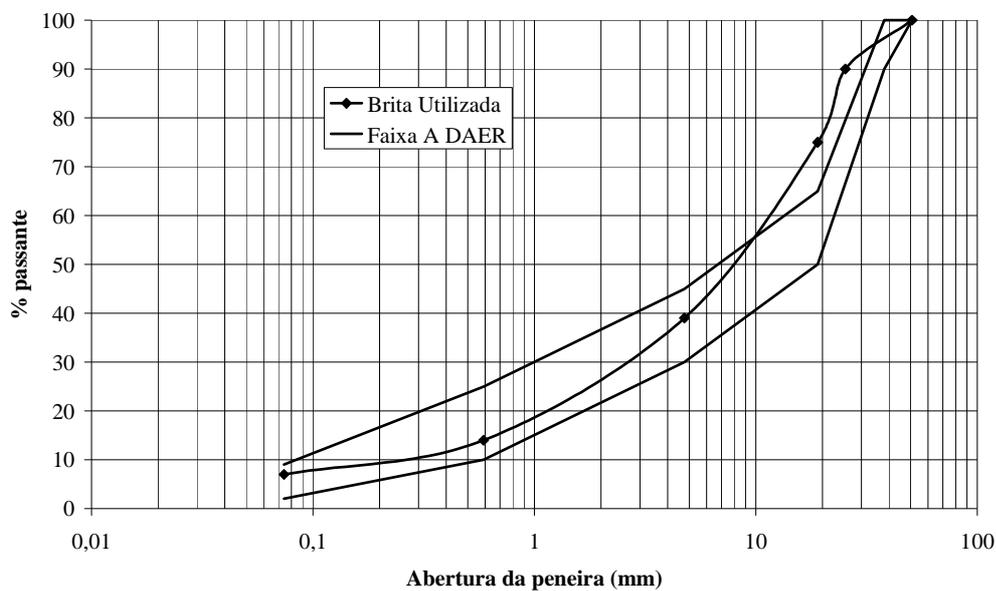
A análise granulométrica, segundo o método de ensaio DNER ME 080/94, é apresentada pela Figura 4.1 e Tabela 4.1, bem como a faixa A do DAER. Todos os ensaios executados nesta tese foram realizados segundo a granulometria apresentada, sem a substituição de material retido na peneira de  $\frac{3}{4}$ " por uma fração mais fina (sem escalpo). Nota-se que a curva granulométrica obtida afasta-se ligeiramente da Faixa A do DAER nos tamanhos de partícula mais graúdos. Observa-se que a diferença entre as porcentagens passantes nas peneiras N° 4 e N° 30 devem variar entre 15 e 25. Como neste caso a diferença é 20% a especificação é atendida.

Conforme descrito por Caputo (1977), o coeficiente de uniformidade, definido pela equação (4.1), na realidade, indica a falta de uniformidade, pois seu valor diminui ao ser mais

uniforme o material. Por este motivo Sousa Pinto (2002) denomina este parâmetro de coeficiente de não uniformidade (CNU).

**Tabela 4.1** – Análise granulométrica da brita

Abertura da Peneira	% passante		
	Brita Utilizada	Faixa A DAER (mín)	Faixa A DAER (máx)
2"	100	100	100
1 ½"	-	90	100
1"	90	-	-
¾"	75	50	65
Nº 4	39	30	45
Nº 30	14	10	25
Nº 200	7	2	9



**Figura 4.1** – Análise granulométrica da brita

$$Cu = CNU = \frac{d_{60}}{d_{ef}} \quad (4.1)$$

Onde:

- Cu é o coeficiente de uniformidade (Caputo, 1977)
- CNU é o coeficiente de não uniformidade (Sousa Pinto, 2002)

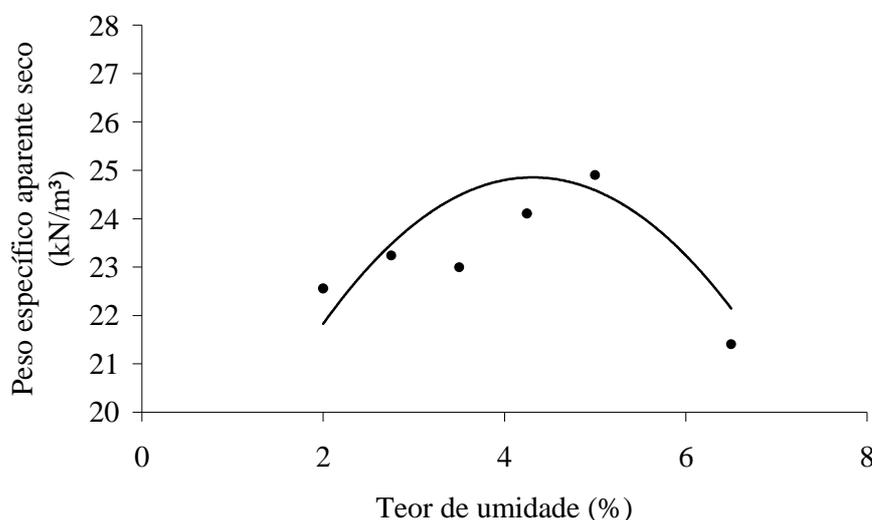
- $d_{ef}$  é o diâmetro efetivo, correspondente a 10% de material passante
- $d_{60}$  é o diâmetro correspondente a 60 % de material passante

O coeficiente de uniformidade classifica os materiais em:

- $Cu < 5$  – muito uniforme
- $5 < Cu < 15$  – de uniformidade média
- $Cu > 15$  – desuniforme

O valor do CNU para o material estudado é 56, portanto muito maior do que 15. O material é então classificado como desuniforme.

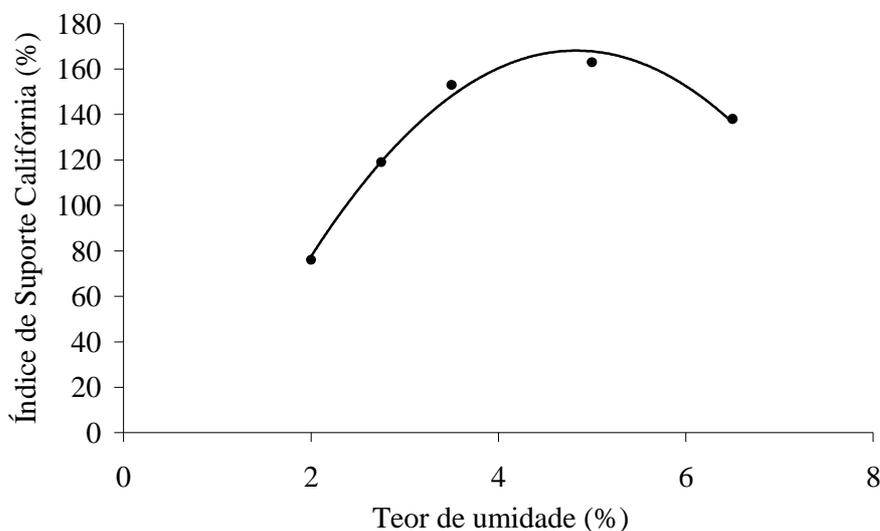
O ensaio de compactação na energia do Proctor Modificado, relatado por Núñez (1997), conduziu a um peso específico aparente seco máximo de  $23,0 \text{ kN/m}^3$  e umidade ótima de 7,5%. Novos ensaios, segundo o método de ensaio DNER ME 129/94, realizados neste trabalho, cerca de 10 anos depois, conduziram aos resultados apresentados na Figura 4.2. Observa-se que o peso específico aparente seco máximo obtido foi de  $24,9 \text{ kN/m}^3$  e a umidade ótima foi de 4,3%.



**Figura 4.2** – Curva de compactação

Ensaio de Índice de Suporte Califórnia (ISC), realizados neste trabalho segundo o método de ensaio DNER ME 049/94, conduziram aos resultados apresentados na Figura 4.3. Nota-se que o máximo valor obtido foi em torno de 170% para o teor de umidade de

aproximadamente 4,8%. O material atinge, portanto, o valor mínimo requerido (100%) para ser classificada como de classe A.



**Figura 4.3** – Índice de Suporte Califórnia

A referida brita apresenta os requisitos mínimos para ser classificada como de classe A, segundo especificação de serviço DAER-ES-P 08/91, com exceção da granulometria. O material apresenta uma quantidade de agregados de  $\frac{3}{4}$ " um pouco acima da especificada. A especificação não sugere valores para partículas de 1", porém interpolando-se valores linearmente entre  $\frac{3}{4}$ " e 1  $\frac{1}{2}$ ", verifica-se que para este tamanho de partícula a especificação também não é atendida.

## 4.2 Segurança, Moldagem e Operação do Equipamento

A operação do equipamento triaxial de grande porte requer alguns cuidados especiais. Neste equipamento todos os procedimentos envolvem peças mais pesadas, cargas maiores, etc. Sendo assim é necessário um cuidado maior com a segurança e a utilização de equipamentos de proteção individual (EPIs) e coletiva, como os apresentados pela Figura 4.4. Para a compactação do corpo de prova é recomendado a utilização de protetores auriculares, luvas de couro e óculos protetores, sendo desejável também a utilização de capacete e guarda-pó. Durante a execução dos ensaios, é recomendada a utilização de capacete e óculos protetores, sendo desejável a utilização dos demais equipamentos, principalmente para os ensaios com cargas elevadas. Nos ensaios de carregamento monotônico, a proteção de acrílico deve ser posicionada sobre as polias de forma a não permitir nenhum tipo de acesso externo

ao sistema. Ainda, os sensores de fim de curso magnéticos devem ser posicionados de forma a não permitir deslocamentos da câmara além do intervalo necessário à realização do ensaio. Os cuidados com a segurança não podem ser, sob hipótese alguma, negligenciados, sendo que para carregamentos que ainda não foram utilizados a atenção deve ser redobrada.



**Figura 4.4** – Equipamentos de proteção individual e coletiva

A compactação de corpos de prova de grande porte requer um procedimento especial. Quando se trabalha com agregados, a camada estrutural do pavimento normalmente é a base e a energia de compactação é a do Proctor modificado. Para a compactação de um corpo de prova de 10 cm de diâmetro por 20 cm de altura (10 x 20 cm) são necessários 134 golpes com o soquete grande padronizado pelo DNER-ME 049/94 distribuídos por cinco camadas. Calculando a energia segundo a equação (4.2) e alterando os parâmetros para um corpo de prova de 25 cm de diâmetro e 50 cm de altura, conclui-se que são necessários 2090 golpes de soquete para a compactação do corpo de prova em 10 camadas na energia modificada. O número de golpes calculado inviabiliza o uso do procedimento com o soquete de Proctor, tornando necessária a utilização de outro método de compactação. A influência da

compactação no comportamento mecânico de agregados foi abordada em Malysz *et al.* (2004-a).

$$E = \frac{P \cdot N \cdot h \cdot n}{V} \quad (4.2)$$

Onde:

- E é a energia
- P é o peso do soquete
- N é o número de golpes
- h é a altura de queda
- n é o número de camadas
- V é o volume do corpo de prova

Para atingir os parâmetros de compactação obtidos na energia do Proctor modificado foi utilizado um martelo rompedor da marca HILTI modelo TE 706. O equipamento é conectado a uma ponteira adaptada a uma sapata com base circular de diâmetro 10 cm, conforme a Figura 4.5. O martelo rompedor HILTI TE 706 possui 1200 W de potência, pesa 7,2 kgf, e possui frequência regulável de 2290, 2590 ou 2760 impactos por minuto. Este equipamento, mesmo sendo leve, é mais potente que o utilizado por Arnold (2004), tendo se mostrado adequado à compactação do corpo de prova de grande porte segundo os parâmetros desejados e podendo ser utilizado para futuros ensaios.



**Figura 4.5** – Martelo rompedor HILTI TE 706 utilizado para a compactação

O material extraído das pistas experimentais foi seco ao ar e peneirado nas frações da faixa granulométrica especificada pelo DAER. Após, a granulometria foi recomposta em pequenos sacos com 1/10 da quantidade necessária para a compactação de um corpo de prova. O material foi umedecido imediatamente antes da compactação. A Figura 4.6 (a) apresenta o molde para corpos de prova 10 x 20 cm sobrepostos aos para corpos de prova 25 x 50 cm, para dar uma idéia de escala. Porém, a relação entre a altura e o diâmetro do molde para corpos de prova de grande porte é superior a dois, para poder envolver o pedestal do corpo de prova, conforme a Figura 4.6 (b), e ainda sobrar os 50 cm de altura necessários à moldagem. Na referida figura, observa-se também parte da membrana interna sob o cilindro complementar e as braçadeiras que mantêm unidas as três partes do molde. Em seguida o conteúdo de um saco era umedecido, vertido para dentro do molde e golpeado pelo martelo rompedor durante aproximadamente 2 minutos. A compactação era realizada em aproximadamente 60% do tempo, os 40% restantes eram utilizados no reposicionamento da sapata. Imediatamente antes da compactação das camadas 3 e 7 eram posicionadas as esperas dos suportes para os LVDTs internos, parafusados no molde a 1/3 e 2/3 da altura do corpo de prova. Sendo assim, os LVDTs internos medem os deslocamentos no terço médio do corpo de prova, assim como feito por Niekerk *et al.* (2000), Skoglund *et al.* (2000) e Glatz e Jenkins (2007). Na Universidade de Nottingham os LVDTs são posicionados nos 50% centrais do corpo de prova, ou seja, são fixados a 1/4 e 3/4 da sua altura, conforme descrito por Werkmeister (2003) e Arnold (2004). Na Figura 4.6 (c) é observado o procedimento de compactação em andamento com a utilização dos EPIs e na Figura 4.6 (d) um corpo de prova parcialmente compactado, imediatamente antes da escarificação da camada e compactação da camada seguinte.

A desmoldagem segue alguns procedimentos especiais para a instalação da instrumentação interna. Inicialmente o cilindro complementar e as braçadeiras são removidos e em seguida a membrana de moldagem. O corpo de prova fica com o aspecto apresentado na Figura 4.7 (a), com a mão do operador dando idéia de escala. Em seguida era colocado o cabeçote conforme a Figura 4.7 (b) onde se observam as esperas para os suportes dos LVDTs internos. O próximo passo é a colocação da membrana, com diâmetro ligeiramente superior ao do corpo de prova, dispensando o uso de um colocador de membranas. Uma vez posicionada, são colocados os anéis de vedação do tipo o-ring e aplicado vácuo de 10 kPa a fim de aderir a membrana às paredes do corpo de prova, ressaltando as esperas para os

suportes dos LVDTs. Durante a primeira moldagem foram feitos dois pequenos furos na membrana para passar o parafuso do suporte. Nas moldagens seguintes a membrana foi posicionada de forma que os pequenos furos ficassem na mesma posição que as esperas. Os furos são vedados apertando a membrana entre as esperas e o suporte por meio de um parafuso. O aspecto dos LVDTs internos instalados é apresentado pela Figura 4.7 (c) e em detalhe pela Figura 4.7 (d). Observa-se que no detalhe a haste dos LVDTs fica presa ao suporte. Este sistema é utilizado para os ensaios de Módulo de resiliência, nos quais o pulso de deformação é muito importante para a interpretação. No caso dos ensaios de deformações permanentes e resistência ao cisalhamento, o suporte inferior não tem ranhuras e as hastes ficam somente encostadas. Assim, em caso de ruptura do corpo de prova, as hastes se deslocam para fora do suporte evitando danos ao sensor.



(a)



(b)



(c)



(d)

**Figura 4.6** – Aspectos da moldagem do corpo de prova de 25 x 50 cm



(a)



(b)



(c)



(d)

**Figura 4.7** – Fixação da instrumentação interna

A retirada do corpo de prova da câmara após o ensaio, à primeira vista, pode parecer um procedimento simples. Porém, para um corpo de prova com mais de 60 kgf alguns pequenos cuidados tornam-se necessários. Como a maioria dos procedimentos descritos até agora, este oferecerá algum risco se efetuado por uma única pessoa. Recomenda-se que sejam executados por no mínimo duas pessoas, sendo desejável três. Recomenda-se o posicionamento de uma mesa com uma bandeja na altura da base da câmara triaxial. Isto facilita a remoção do corpo de prova, que é deslocado apenas por uma pequena distância.

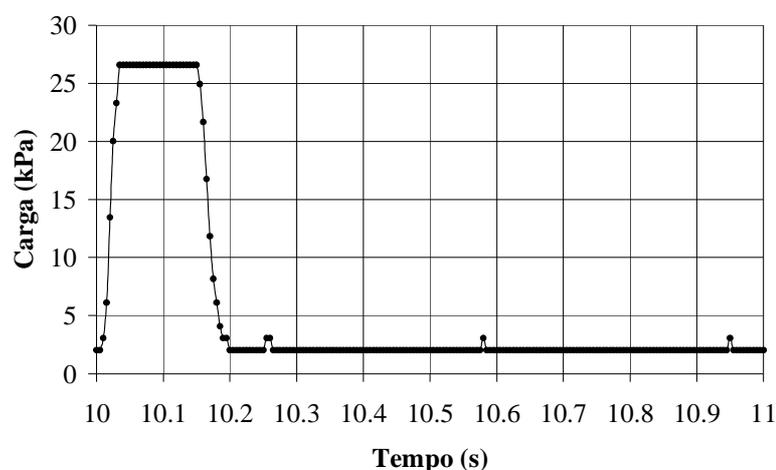
Uma vez na bandeja, o corpo de prova pode ser desmanchado e colocado em estufa para a determinação do teor de umidade. Nesta tese, as cápsulas utilizadas comportavam aproximadamente 12 kgf de material retirado do topo, do centro e da base do corpo de prova. Os corpos de prova oriundos de ensaios cíclicos ganham rigidez e podem ser removidos inteiros, já os submetidos a ensaios monotônicos são desestruturados devido à formação da superfície de cisalhamento e normalmente desmoronam deixando esta superfície à vista.

### 4.3 Aplicação dos Carregamentos e Análise de Erros

O equipamento desenvolvido permite uma série de ajustes em relação ao carregamento aplicado e os registros da instrumentação. Este item descreve os ajustes realizados para os ensaios desta tese e uma análise de erros a fim de verificar a precisão dos resultados obtidos.

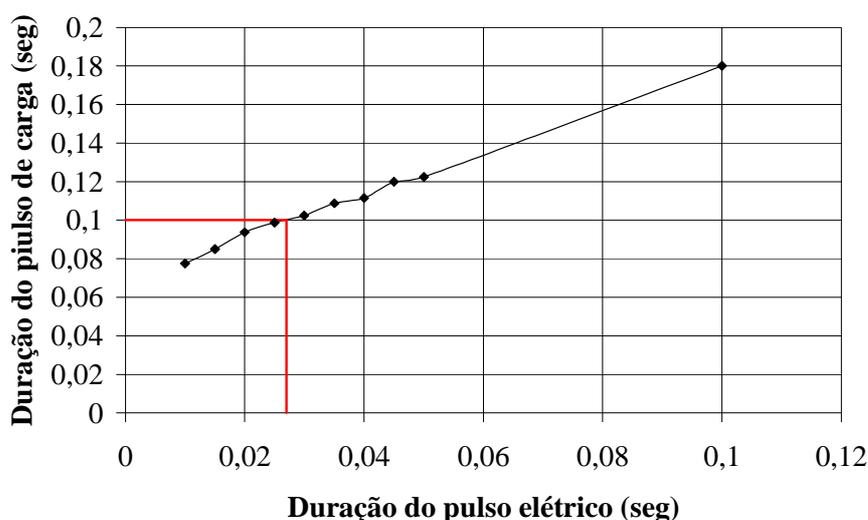
#### 4.3.1 Carregamentos cíclicos

Para atingir o pulso de carga desejado a válvula solenóide conectada ao cilindro pneumático foi inicialmente alimentada com um sinal elétrico de 48 V<sub>AC</sub> durante 0,1 s. O pulso de carga obtido foi o apresentado na Figura 4.8. Observa-se que o tempo de resposta medido pela célula de carga foi aproximadamente o dobro do desejado. Porém, foi verificado que a ascensão e o decréscimo do pulso de carga foram muito rápidos, formando um patamar horizontal no topo do pulso. O primeiro passo foi diminuir o tempo de alimentação do solenóide para encurtar o pulso de carga e em seguida descobrir qual deveria ser a duração do sinal elétrico que alimenta o solenóide.



**Figura 4.8** – Pulso de carga com sinal elétrico de 0,1 s

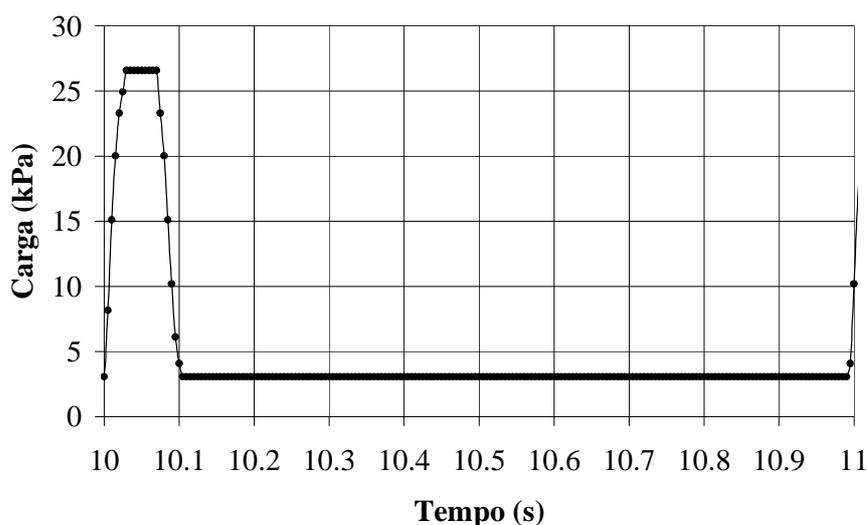
Com o objetivo de obter o tempo de alimentação do solenóide que resultaria no pulso de carga desejado, foram feitas medidas com os seguintes tempos de duração: 0,01; 0,015; 0,020; 0,025; 0,030; 0,035; 0,040; 0,045; 0,050 e 0,1 segundo. Este procedimento permitiu traçar uma curva da duração do pulso de carga contra a duração do pulso elétrico e definir qual o sinal que gera o carregamento desejado. O resultado é apresentado na Figura 4.9 e com análise adequada (zoom de 400%), foi verificado que o sinal elétrico que aciona o solenóide deve ter 0,027 segundo, podendo ser arredondado para 0,25 sem prejuízo para os resultados.



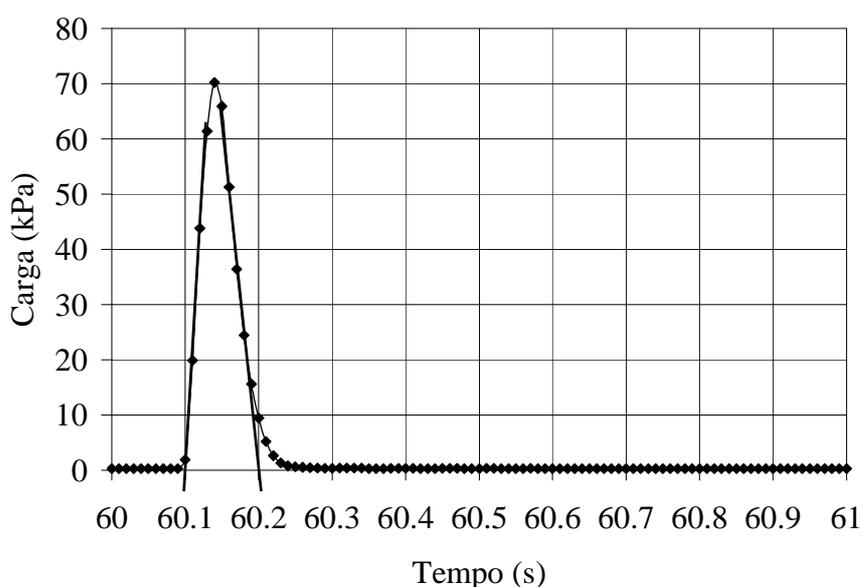
**Figura 4.9** – Duração do pulso de carga contra duração do pulso elétrico

Após esta definição foi feita a aquisição de dados para o sinal definido. O pulso de carga obtido com sinal elétrico de 0,027 segundos é apresentado na Figura 4.10. Verifica-se que foi obtido um pulso de carga de 0,1 segundo de duração e período de 1 segundo, atendendo às especificações internacionais. Porém, o patamar no topo do pulso persistiu tornando necessário o uso de um regulador de vazão para dar-lhe o formato desejado.

A simples instalação do regulador de fluxo entre a válvula solenóide e o cilindro pneumático foi suficiente para dar forma ao pulso de carga, ou seja, a válvula deve operar completamente aberta. A duração do pulso de carga foi definida com duas retas tangenciando as suas laterais, conforme apresentado pela Figura 4.11. Definidas as necessidades para o carregamento cíclico, foi construído um temporizador baseado em um oscilador NE 555 da Philips. O pulso de carga resultante foi o utilizado para os ensaios de módulo de resiliência e também para os ensaios de deformações permanentes.



**Figura 4.10** – Pulso de carga obtido com sinal elétrico de 0,027 segundos



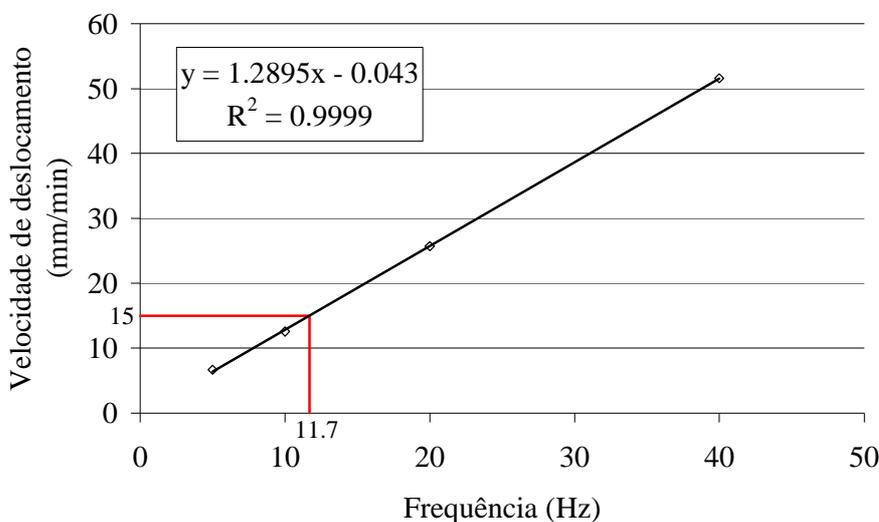
#### 4.3.2 Carregamentos monotônicos

Uma importante questão a ser discutida é a velocidade de deformações a ser utilizada nos ensaios de resistência ao cisalhamento. Muitos dos trabalhos encontrados na literatura sugerem velocidades de deformação elevadas, porém não há consenso sobre qual é a mais representativa das condições do pavimento em campo. Niekerk *et al.* (2000) realizaram seus ensaios triaxiais convencionais a uma taxa de deformação de 0,167 %/s. Já Garg e Thompson (1997) sugeriram o ensaio de cisalhamento rápido, onde a tensão desvio foi aplicada a uma velocidade de deformação de 12,5%/s (5% de deformação em 400 ms). Os ensaios realizados por Malysz (2004) foram executados segundo a velocidade máxima permitida pela prensa utilizada na oportunidade, a saber: 0,063%/s.

A prensa desenvolvida nesta tese opera com velocidade variável, controlada pelo inversor de frequência. A velocidade de deformações utilizada por Garg e Thompson (1997) é extremamente elevada sendo muito diferente das normalmente utilizadas em ensaios triaxiais. Portanto a velocidade de deformação a ser utilizada neste trabalho foi definida com base nas propostas de Niekerk *et al.* (2000) e Malysz (2004). A prensa Wykeham Farrance utilizada para a execução dos ensaios triaxiais convencionais em corpos de prova cilíndricos de 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura (10 x 20 cm) opera com velocidade máxima de 5,99999 mm/min. Para fins práticos a velocidade de execução dos ensaios pode ser considerada 6 mm/min. Para os corpos de prova de 10 x 20 cm, esta velocidade corresponde a 3 %/min ou 0,05 %/s. Para manter os mesmos 0,05 %/s em um corpo de prova com 500 mm de altura foi necessária uma velocidade de 15 mm/min.

Para obter esta velocidade de deformações no equipamento triaxial de grande porte foi efetuado um procedimento variando a frequência no inversor e verificando a velocidade de deslocamento da prensa. O resultado obtido é mostrado pela Figura 4.12, assim como a equação de ajuste correspondente. Também é mostrada a frequência de 11,7 Hz que deve ser utilizada para a velocidade de 15 mm/min. Foram realizadas verificações até a frequência de 40 Hz, que corresponde à velocidade de 51,6 mm/min. O inversor de frequência utilizado permite frequências de até 60 Hz, que se mantida a linearidade verificada, corresponderia a 77 mm/min ou 0,257 %/s em um corpo de prova de 500 mm de altura. Sendo assim, o equipamento construído permite a utilização de velocidades superiores à utilizada por

Niekerk *et al.* (2000), mas ainda fica longe dos ensaios triaxiais de cisalhamento rápido apresentados por Garg e Thompson (1997).



**Figura 4.12** – Velocidade de deslocamento no equipamento triaxial de grande porte em função da frequência no inversor

Nesta tese o a maior carga suportada pelo equipamento foi registrada no ensaio triaxial convencional com 100 kPa de pressão confinante. Foram cerca de 110 kN resistidos pelo corpo de prova. O equipamento foi dimensionado para suportar até 200 kN com segurança, porém, sempre que forem aplicados carregamentos superiores aos já suportados pelo equipamento, devem ser tomados cuidados especiais com a segurança, conforme descrito no item 4.2.

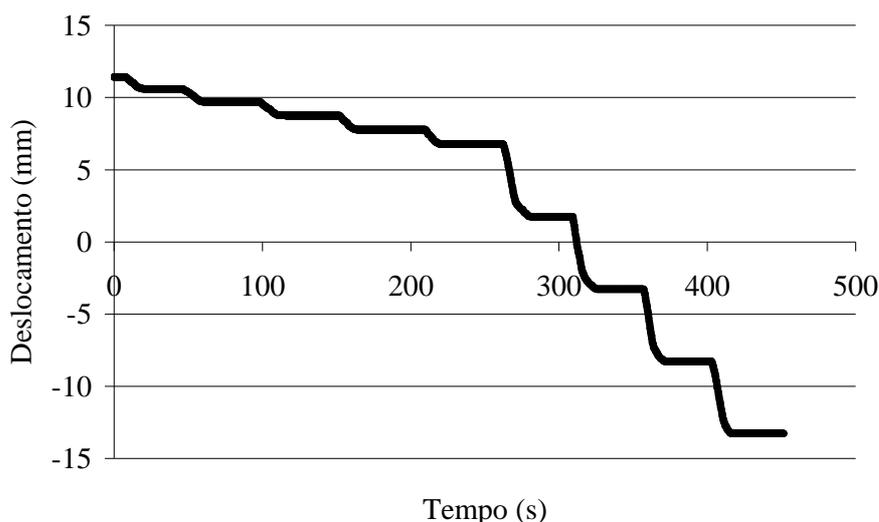
#### 4.3.3 Análise de erros

Definidos os carregamentos a serem aplicados aos corpos de prova, deve ser verificada a precisão com que os parâmetros dos materiais serão obtidos. Isto pode ser feito por meio de um procedimento denominado análise de erros. Estes erros são denominados aleatórios ou sistemáticos. Os erros aleatórios são aqueles que podem ser quantificados pela execução de repetidas medições e os erros sistemáticos estão associados com imperfeições ou vícios no equipamento ou na operação. Ainda, quando mais de uma grandeza é medida para a obtenção de um parâmetro (como o módulo de resiliência), aplica-se uma análise denominada propagação de erros. Deve ser observado que o erro não está necessariamente relacionado com falhas e sim com as imprecisões inerentes aos processos analisados.

#### 4.3.3.1 Erros aleatórios

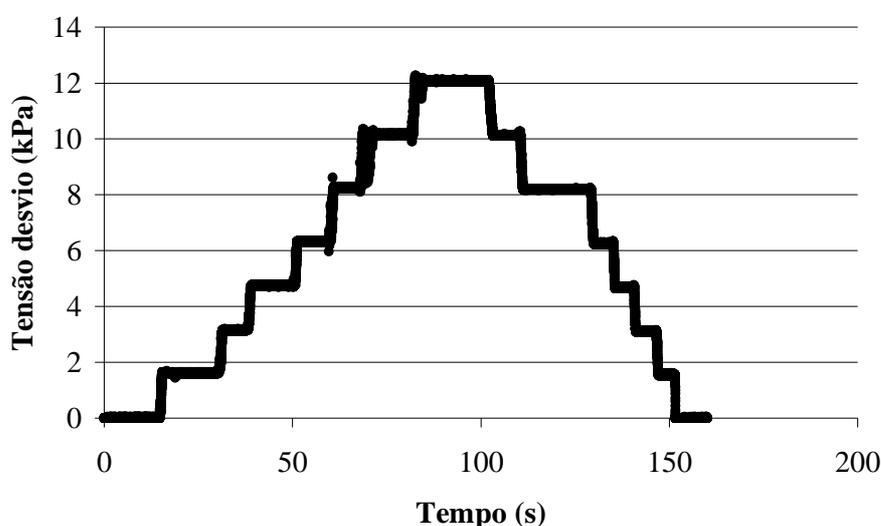
Os erros aleatórios são aqueles que podem ser calculados a partir de múltiplas leituras da instrumentação. Neste caso os instrumentos avaliados foram: as células de carga, os transdutores de deslocamento e os transmissores de pressão. Para verificar a precisão das leituras dos instrumentos foram aplicadas ações conhecidas e verificadas as repostas obtidas.

No caso dos LVDTs o sistema de aquisição de dados, conforme configuração apresentada no item 3.1.6.2.1, fornece valores com 3 casas decimais. Então foram aplicados deslocamentos conhecidos e verificadas as respostas do sensor. O resultado obtido é apresentado pela Figura 4.13. Cada degrau pequeno da figura representa o deslocamento de 1 mm e cada deslocamento grande representa o deslocamento de 5 mm. Em cada degrau o sensor foi deixado em repouso para verificar a estabilidade das leituras. Foi verificado que as leituras dos sensores foram absolutamente estáveis em todas as posições até a terceira casa decimal. Segundo o procedimento descrito por Loktik e Blaer (2005) o erro associado às leituras é de no máximo 0,0005 mm. O menor deslocamento medido nos ensaios cíclicos ocorreu para tensão desvio de 18 kPa. Foi cerca de 0,02 mm para um LVDT interno com tensão desvio de 18 MPa. Para este deslocamento o erro relativo é o maior possível, assumindo o valor de 2,5% ( $1 \pm 0,025$ ). Para os deslocamentos provocados por tensões desvio elevadas o erro diminui tanto quanto maior for o deslocamento observado.



**Figura 4.13** – Obtenção de leituras do LVDT com deslocamentos conhecidos para análise de erros

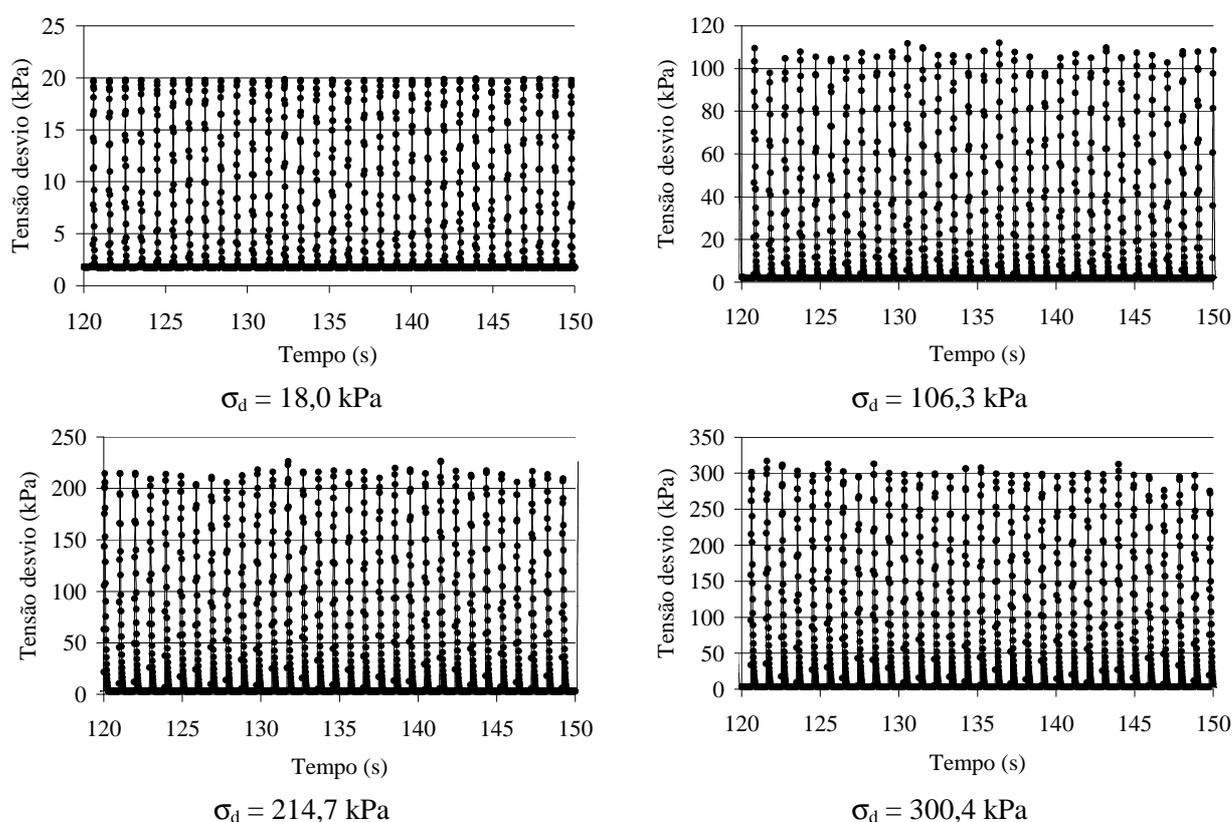
Para as células de carga o sistema fornece resultados também com três casas decimais. Uma verificação semelhante foi feita para analisar a resposta dos sensores. Carregamentos estáticos conhecidos foram impostos verificando a estabilidade da resposta em cada nível de carga. O resultado obtido é apresentado pela Figura 4.14. Foi verificado que as leituras dos sensores foram absolutamente estáveis em todas as cargas até a segunda casa decimal. Algum ruído foi observado na terceira casa decimal, o que aumenta ligeiramente o erro do instrumento. Segundo o procedimento descrito por Loktik e Blaer (2005) o erro associado às leituras é de no máximo 1,3% ( $1 \pm 0,013$ ).



**Figura 4.14** – Obtenção de leituras da célula de carga com carregamento estático conhecido para análise de erros

Com o procedimento efetuado, foi verificado que a instrumentação pode medir os parâmetros de ensaio com elevada precisão. Porém a aplicação dos esforços pode apresentar variações, influenciando nos resultados obtidos. Assim foram selecionadas quatro seqüências de 30 pulsos de carga com diferentes magnitudes, conforme apresentado pela Figura 4.15. Foi observado que para as cargas mais baixas a variação é muito pequena e para o caso de tensão desvio média de 18,0 kPa a precisão obtida foi de  $18,0 \pm 0,08$  kPa ( $1 \pm 0,0043$ ). As maiores variações ocorreram para o caso com tensão desvio média de 103,9 kPa, cuja precisão foi de  $106,3 \pm 3,1$  kPa ( $1 \pm 0,029$ ). Os outros dois casos com tensões desvio médias de 214,7 e 300,4 kPa obtiveram resultados intermediários com precisões de  $214,7 \pm 5,0$  kPa ( $1 \pm 0,023$ ) e  $300,4 \pm 7,8$  kPa ( $1 \pm 0,026$ ). Porém, se forem considerados os valores alvo de 21, 105, 210 e 280 kPa para as tensões desvio e adicionado e diminuído o módulo da diferença entre a leitura média e o valor alvo ao erro de cada avaliação, verifica-se a imprecisão na aplicação das

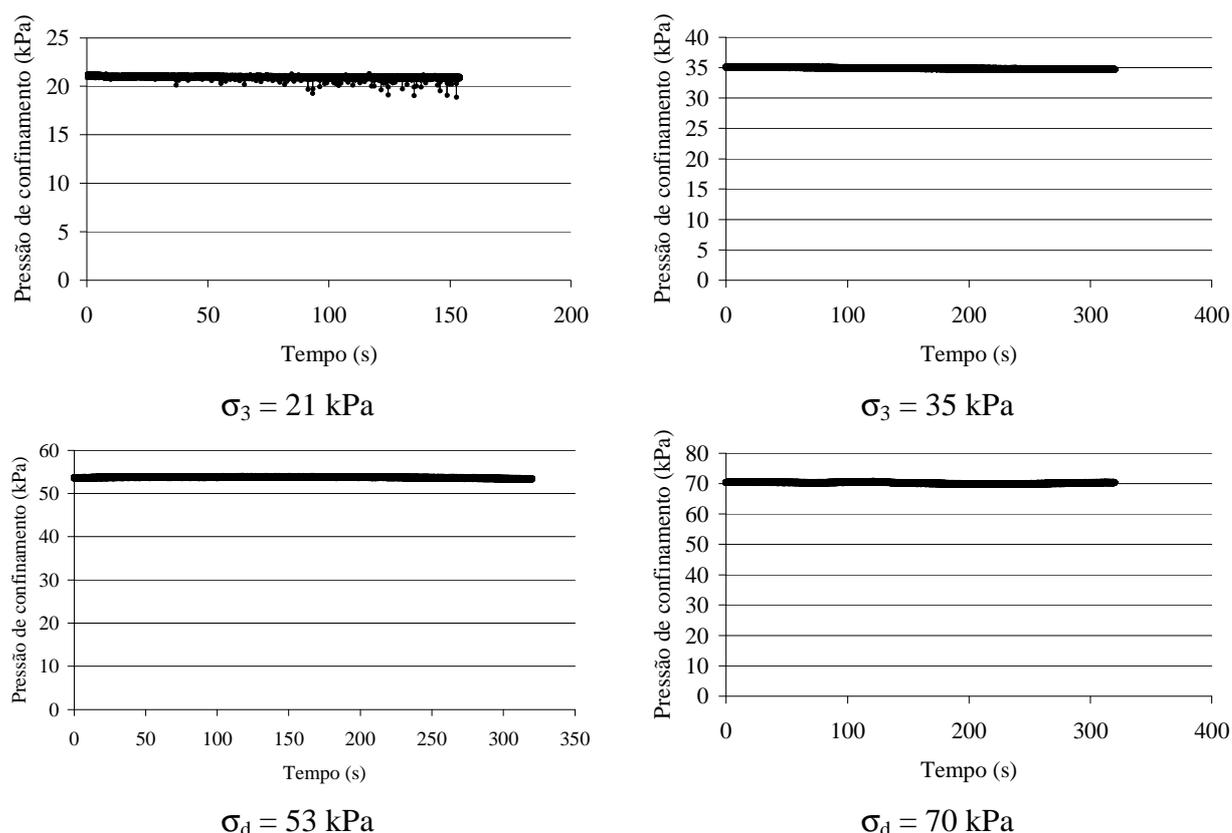
cargas cíclicas. Com este procedimento as precisões serão  $21,0 \pm 3,2$  kPa ( $1 \pm 0,15$ ),  $105,0 \pm 4,3$  kPa ( $1 \pm 0,041$ ),  $210,0 \pm 6,8$  kPa ( $1 \pm 0,032$ ) e  $280,0 \pm 15,1$  kPa ( $1 \pm 0,054$ ). A maior imprecisão ocorreu para a aplicação da tensão desvio de 21 kPa. O erro elevado de 15% pode ser atribuído à inexperiência na operação, visto que este foi o primeiro ensaio triaxial de deformações permanentes conduzido com o novo equipamento. Sendo assim, este erro tão elevado será desconsiderado da análise. Por fim, de acordo com as análises realizadas, as tensões desvio podem ser registradas com erro máximo de  $\pm 2,9\%$  em relação à média e aplicadas com  $\pm 5,4\%$  em relação ao valor alvo.



**Figura 4.15** – Obtenção de seqüências de pulsos de cargas em diversos níveis para análise de erros

A aplicação das pressões de confinamento mostrou-se mais precisa em relação às cargas cíclicas. A Figura 4.16 apresenta alguns intervalos do registro destas pressões com valores médios de 20,9; 34,8; 53,4 e 70,1 kPa. Os desvios padrão obtidos para estas leituras foram respectivamente 0,11; 0,23; 0,34 e 0,21 kPa. Sendo assim os erros aleatórios atribuídos à aplicação das pressões de confinamento foram  $20,9 \pm 0,1$  kPa ( $1 \pm 0,0052$ ),  $34,8 \pm 0,2$  kPa ( $1 \pm 0,0067$ ),  $53,4 \pm 0,3$  kPa ( $1 \pm 0,0064$ ) e  $70,1 \pm 0,2$  kPa ( $1 \pm 0,0030$ ). Por outro lado, se forem considerados os valores alvo de 21, 35, 53 e 70 kPa para as pressões de confinamento e

adicionado e diminuído o módulo da diferença entre a leitura média e o valor alvo ao erro de cada avaliação, verifica-se a imprecisão na aplicação das pressões de confinamento. Com este procedimento as precisões serão  $21,0 \pm 0,2$  kPa ( $1 \pm 0,0095$ ),  $35,0 \pm 0,4$  kPa ( $1 \pm 0,011$ ),  $53,0 \pm 0,7$  kPa ( $1 \pm 0,013$ ) e  $70,0 \pm 0,3$  kPa ( $1 \pm 0,0043$ ). Sendo assim, conclui-se que as pressões de confinamento podem ser aplicadas com precisão mínima de  $\pm 1,3\%$  em relação ao valor alvo, porém os registros da instrumentação são mais precisos, com erros de no máximo  $\pm 0,7\%$  em relação à média dos registros.



**Figura 4.16** – Leituras da pressão de confinamento em diversos níveis para análise de erros

#### 4.3.3.2 Erros sistemáticos

Os erros sistemáticos são os decorrentes de imperfeições ou vícios no equipamento ou na operação. Muitas vezes este tipo de erro é inerente ao processo e não pode ser eliminado. Porém nos casos em que isso é possível devem ser investigados e minimizados ou eliminados. No caso do equipamento triaxial de grande porte a instrumentação consegue medir as respostas dos materiais com eficiência, porém outros fatores podem influenciar a qualidade dos resultados. Os erros sistemáticos mais facilmente observados são relacionados com a moldagem do corpo de prova. Especialmente em agregados é difícil colocar o corpo de prova

em um teor de umidade próximo do ótimo. Além disso, em ensaios longos, como os triaxiais de deformações permanentes, o corpo de prova pode perder umidade no decorrer do ensaio. O grau de compactação também pode ter influência na qualidade dos ensaios e pode, portanto, ser considerado como erro sistemático. A própria história de tensões também pode ser assim considerada, uma vez que os ensaios triaxiais de deformações permanentes em multiestágios, sabidamente apresentam resultados diferentes dos em estágio único. Este tipo de erro é muito difícil de ser quantificado e eliminado, porém esforços no sentido da qualidade da moldagem podem minimizar alguns efeitos.

#### *4.3.3.3 Propagação de erros*

A propagação de erros torna-se um procedimento muito simples visto que os parâmetros de interesse são também simples. No caso das deformações permanentes o erro é o mesmo obtido para a precisão dos transdutores de deslocamento, ou seja, 2,5%. No caso de medidas das cargas de ruptura em ensaios triaxiais de carregamento monotônico o erro é 1,3%, o mesmo obtido para a célula de carga. A propagação de erros se aplica efetivamente no caso da obtenção dos módulos de resiliência e de Young. Neste caso como se trata de um quociente, Loktik e Blaer (2005) demonstram que os erros nas leituras de cargas e de deslocamentos se combinam pela soma dos erros relativos. Neste caso o erro relativo máximo dos transdutores de deslocamento é 2,5% e das células de carga é de no máximo 1,3%. Portanto o erro propagado na obtenção do módulo de resiliência é de no máximo 3,8% ( $1 \pm 0,038$ ). Deve se observar que mesmo que hajam erros em relação à aplicação dos carregamentos, o módulo é calculado para aquela carga que foi efetivamente aplicada, eliminando as imprecisões devidas à operação do equipamento nesta análise.

### **4.4 Ensaio Triaxiais de Módulo de Resiliência**

A determinação do módulo de resiliência é padronizada no Brasil, pelo método de ensaio DNER – ME 131/94, porém também foram consultadas as normas TP46-94 da *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO) e AFNOR NF P 98-231-1, além da bibliografia técnica internacional.

O método de ensaio do DNER especifica que, após a preparação do corpo de prova na câmara triaxial, seja feito um condicionamento inicial o qual, segundo Medina e Motta (2005), é importante para eliminar as grandes deformações plásticas, que

ocorrem no início da aplicação das cargas. Nesta tese o procedimento foi executado conforme as especificações do DNER – ME 131/94.

Para cada estado de tensões foram aplicados um total de 200 ciclos de carga, tanto para a fase de condicionamento quanto para a fase de ensaio (onde são medidas as deformações resilientes). Após cada estágio de aplicação de carga registrou-se a deformação resiliente referente àquele estado de tensões, o que é feito tomando-se a média dos cinco últimos pulsos de deslocamento.

O método de ensaio do DNER especifica que sejam aplicados 20 ciclos de carga a cada minuto, o que resulta em uma frequência de 0,33 Hz. Porém o equipamento desenvolvido aplica 1 ciclo por segundo ou 1 Hz, para se adequar aos procedimentos internacionais. A duração de aplicação da carga deve ser de 0,1 s.

O equipamento desenvolvido conta com dois transdutores de deslocamento vertical do tipo LVDT (*Linear Variable Differential Transducer*), posicionados internamente à câmara triaxial e um terceiro externamente. Os deslocamentos registrados, aliados às leituras da célula de carga, permitem o cálculo do módulo de resiliência. As deformações obtidas a partir dos registros do LVDT externo foram calculadas em relação à altura total do corpo de prova e as obtidas a partir dos LVDTs internos foram calculadas e relação ao seu terço médio.

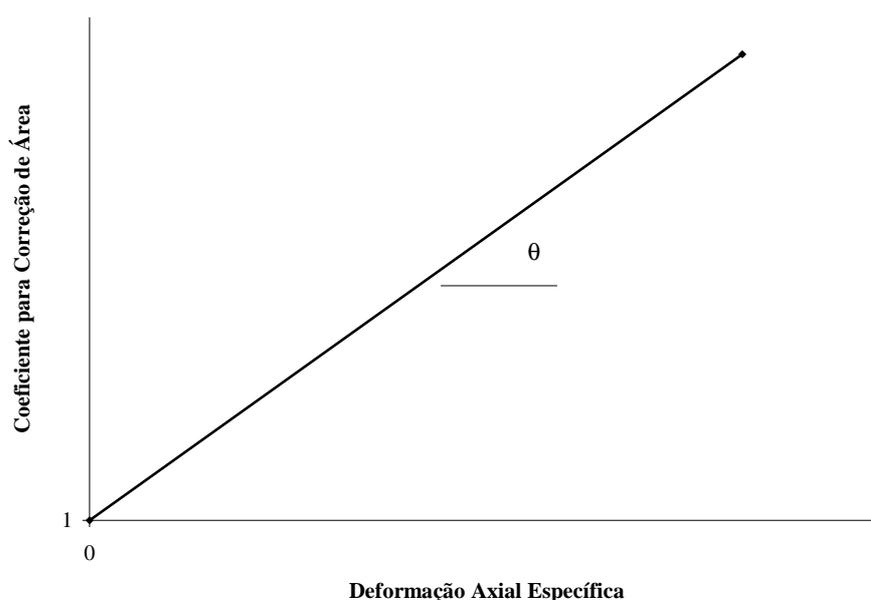
Os resultados dos ensaios foram ajustados pelos modelos  $k-\sigma_3$ ,  $k-\theta$ , composto, NCHRP (2004), além dos modelos utilizados por Espinosa (1987), segundo as equações (2.7), (2.8), (2.9), (2.10), (2.11) e (2.12) respectivamente. As regressões a múltiplas variáveis foram realizadas pelo programa *Statistica 5.1*. Por fim, os resultados obtidos nos ensaios são comparados com outros observados na literatura técnica nacional.

#### **4.5 Ensaio Triaxiais de Carregamento Monotônico**

Os ensaios triaxiais de carregamento monotônico foram realizados segundo a modalidade de deformações controladas, adensados isotropicamente e drenados (CID), ou seja, a drenagem é permitida tanto na fase de adensamento quanto na fase de cisalhamento. Assim sendo, os parâmetros de resistência obtidos nos ensaios são ângulo de atrito interno efetivo ( $\phi'$ ) e intercepto de coesão efetivo ( $c'$ ), uma vez que a drenagem é permitida e, teoricamente, não ocorrem excessos de poro-pressão.

As curvas tensão-deformação foram obtidas das leituras da instrumentação e após foram efetuadas correções devidas à alteração de área do corpo de prova e devida às restrições impostas pela membrana, ambas durante a fase de cisalhamento. As correções de área foram feitas segundo a diferença dos diâmetros antes e depois do ensaio. As correções devidas às restrições provocadas pela deformação da membrana foram feitas segundo as recomendações da ASTM D 2850 (2003)

As correções de área do corpo de prova foram feitas a partir da relação entre a variação do diâmetro com a deformação axial, conforme esquematizado na Figura 4.17. O diâmetro de cada corpo de prova foi medido no início e no final de cada ensaio, permitindo a determinação das áreas correspondentes. O coeficiente de correção para deformação axial igual a zero é 1, ou seja, não há correção. Ao final do ensaio a correção é igual à relação entre as áreas final e inicial do corpo de prova. A expressão utilizada para a obtenção do coeficiente de correção de área é mostrada genericamente pela equação (4.3). Neste procedimento a relação entre o diâmetro do corpo de prova e a deformação axial foi considerada linear, porém não foram feitas medidas de diâmetro intermediárias a fim de confirmar esta premissa. O procedimento proposto por Bishop e Henkel (1957) é mais utilizado e tem boa aceitação no meio técnico, porém exige medidas de deformações volumétricas, que não são registradas pelo equipamento construído em sua configuração atual.



**Figura 4.17** – Determinação dos coeficientes para correção da área dos corpos de prova

$$C_{\text{corr}} = \text{tg}(\theta) \cdot \varepsilon_{\text{ax}} + 1 \quad (4.3)$$

Onde:

- $C_{\text{corr}}$  é o coeficiente de correção de área
- $\varepsilon_{\text{ax}}$  é a deformação axial específica
- $\theta$  é o ângulo formado pela reta de ajuste com o eixo das abscissas

Os procedimentos de correção de membrana são sugeridos pela ASTM D 2850 (2003) de acordo com a equação (4.4). O valor é calculado em função da deformação axial, dada a geometria do corpo de prova e da membrana, além do módulo de Young do material com o qual a membrana foi confeccionada. O módulo de Young pode ser obtido a partir de um ensaio de tração da membrana, porém o valor típico para o látex é conhecido e, segundo a norma citada, vale 1.400 kN/m<sup>2</sup>. No caso de agregados esta correção é desprezível para a resistência de pico, porém para a obtenção de parâmetros de pós-pico pode exercer alguma influência, especialmente para as pressões de confinamento mais baixas.

$$\Delta(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{4 \cdot E_m \cdot t_m \cdot \varepsilon_1}{D} \quad (4.4)$$

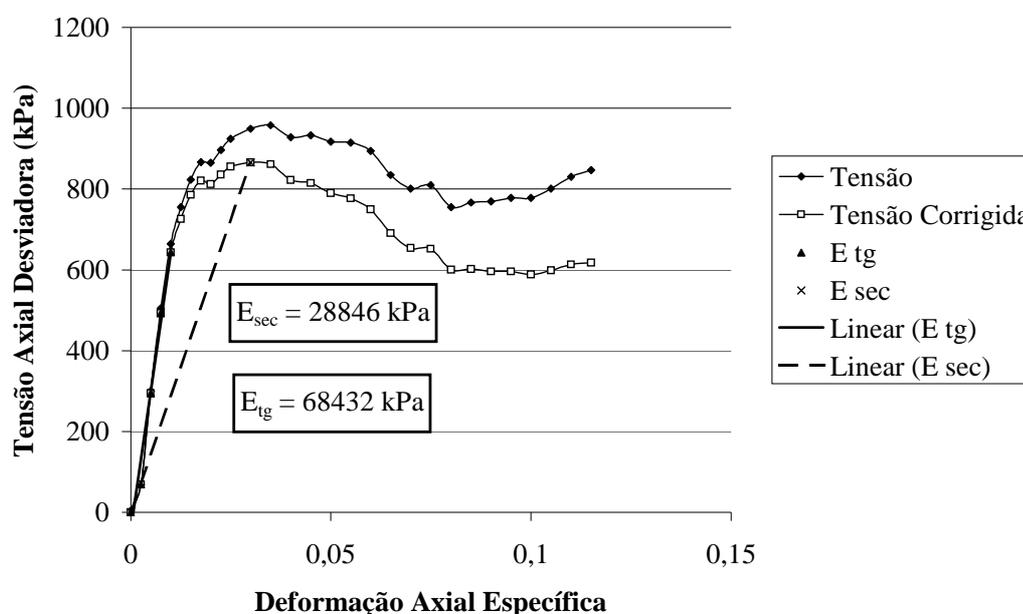
Onde:

- $\Delta(\sigma_1 - \sigma_3)$  é a correção a ser subtraída da tensão desvio medida
- $E_m$  é o módulo de Young do material com o qual a membrana foi confeccionada
- $t_m$  é a espessura da membrana
- $\varepsilon_1$  é a deformação axial
- $D$  é o diâmetro do corpo de prova

Os ensaios triaxiais de carregamento monotônico foram conduzidos segundo as pressões confinantes de 12,5, 25, 50 e 100 kPa. Os estados de tensões típicos de camadas de pavimentos são aqueles sugeridos pelas normas de ensaios de módulo de resiliência e podem ser tomados como referência para os ensaios de carregamento monotônico. A menor tensão confinante sugerida para materiais de subleito pela AASTHO TP46-96 é 13,8 kPa, estando portanto inserida no intervalo de tensões proposto. Porém a maior, para camadas de base ou sub-base, é 137,9 kPa, estando portanto acima do intervalo. As pressões confinantes sugeridas

pelo método de ensaio DNER ME 131/94 encontram-se entre 21 e 140 kPa. Neste caso, novamente, o intervalo proposto para os ensaios respeita o limite inferior, mas em caso de pressões horizontais acima de 100 kPa, os resultados dos ensaios precisam ser extrapolados. Foram executados ensaios triaxiais convencionais para cada pressão de confinamento e também ensaios em multiestágios de carga.

A partir das curvas de tensão-deformação é possível determinar-se o módulo de Young. O módulo tangente foi definido como sendo a declividade da curva tensão deformação até dois terços do pico de resistência e o módulo secante como a declividade da reta que passa por zero e pelo pico de resistência. Um exemplo de utilização das definições propostas é apresentado na Figura 4.18. Para os ensaios realizados nesta tese foram calculados os módulos tangente e secante, para as pressões confinantes de 12,5; 25; 50 e 100 kPa. Os cálculos foram realizados a partir da instrumentação externa, uma vez que os LVDTs internos medem apenas o início da curva tensão deformação e, para deslocamentos relativamente pequenos, já estão desalinhados e em seguida fora dos suportes. Observa-se que estes desalinhamentos são permitidos para evitar danos aos sensores conforme descrito no item 4.2. Obtidos os resultados foi feita uma comparação entre os módulos de Young e os módulos de resiliência correlacionando os valores observados em cada pressão de confinamento.



**Figura 4.18** – Determinação dos módulos de Young tangente e secante (Malysz, 2004)

Os deslocamentos iniciais medidos pelo LVDTs internos foram utilizados para o cálculo do módulo inicial ( $E_0$ ), baseado no procedimento utilizado por Dias (2007). A curva tensão deformação foi ajustada segundo a equação (4.5) e o módulo tangente inicial foi calculado segundo a equação (4.6). Os valores obtidos foram ajustados segundo um modelo exponencial a fim de obter uma comparação preliminar com os resultados obtidos por Dias (2007).

$$\frac{\varepsilon}{\sigma_1 - \sigma_3} = a + b \cdot \varepsilon \quad (4.5)$$

$$E_0 = \frac{1}{a} \quad (4.6)$$

Onde:

- $\varepsilon$  é a deformação axial
- $\sigma_1$  é a tensão principal maior
- $\sigma_3$  é a tensão principal menor
- $a$  e  $b$  são parâmetros de regressão estatística
- $E_0$  é o módulo inicial

Além do comportamento de deformabilidade elástica do material, é caracterizado o comportamento quanto à resistência ao cisalhamento. A partir das tensões de ruptura em cada pressão de confinamento são definidas as envoltórias de ruptura em diagramas  $q$  x  $p'$  de Lambe e Whitman (1969) e  $\tau$  x  $\sigma$  de Mohr-Coulomb. Também, são representadas as trajetórias de tensões que, para ensaios triaxiais adensados isotropicamente e drenados (CID), assumem uma inclinação de  $45^\circ$ . Além da envoltória de ruptura, são definidas envoltórias de resistência mobilizada a partir da tensão de escoamento, para o pós-pico e a partir das tensões correspondentes a diferentes deformações axiais, dependendo da deformação de ruptura do material. A tensão de escoamento foi definida como o ponto para o qual a reta que define o módulo tangente e a curva tensão deformação se separam. A tensão de pós-pico foi definida como aquela para a qual a curva tensão deformação tende a estabilizar após a queda de resistência provocada pela ruptura.

#### 4.6 Ensaios Triaxiais de Deformações Permanentes

As características e procedimentos para o ensaio triaxial de deformações permanentes foram determinados, consultando-se os trabalhos citados no Capítulo 2 e a norma francesa AFNOR NF P 98-231-1, devido à inexistência de normas brasileiras sobre o assunto. Os ensaios de deformações permanentes não serão realizados exatamente como preconiza a norma francesa porque o sistema de aplicação de cargas utilizado não tem capacidade para a aplicação de pressões confinantes cíclicas. Os estados de tensões escolhidos para os ensaios também são mais abrangentes que os sugeridos pela norma francesa.

Nos ensaios de deformações permanentes é aplicada a pressão de confinamento e em seguida ciclos de tensão desvio. No decorrer do ensaio é monitorada a resposta do corpo de prova ao estado de tensões escolhido, desconsiderando-se o primeiro ciclo de carga, com o objetivo de eliminar os efeitos de acomodamento do pistão, do cabeçote, etc. O ensaio pode ser realizado em estágio único ou em multiestágios de carregamento. No procedimento em estágio único apenas um estado de tensões é aplicado ao corpo de prova. Após ter aplicado o número de ciclos desejado o corpo de prova é retirado da câmara e colocado em estufa para a verificação do teor de umidade. Nesta tese, os ensaios em multiestágios foram conduzidos com pressão de confinamento constante. Uma vez escolhida a pressão de confinamento, foram aplicadas tensões desvio segundo as relações  $\sigma_d/\sigma_3$  de 1, 2, 3, 4 e 5, sendo que cada relação corresponde a um estágio.

Para os ensaios em estágio único, foram escolhidas as pressões de confinamento de 21, 35, 53 e 70 kPa. As tensões desvio foram de 105, 140, 160 e 140, respectivamente para cada uma das pressões de confinamento. Estes estados de tensões correspondem a relações  $\sigma_d/\sigma_3$  de 5, 4, 3 e 2 respectivamente. Sendo assim, os estados de tensões escolhidos permitem verificar a influência da pressão de confinamento, da tensão desvio e da relação  $\sigma_d/\sigma_3$ .

No caso dos ensaios em multiestágios foram escolhidas as mesmas pressões de confinamento que para os ensaios em estágio único. Adicionalmente, foram realizados ensaios com pressões de confinamento de 105 e 150 kPa, porém apenas para corpos de prova de 10 cm de diâmetro. Utilizando-se as relações  $\sigma_d/\sigma_3$  supracitadas são abordados os estados de tensões mais comumente encontrados em camadas estruturais de pavimentos. Este parece ser o método mais representativo das condições reais de carregamento de uma rodovia. Para os

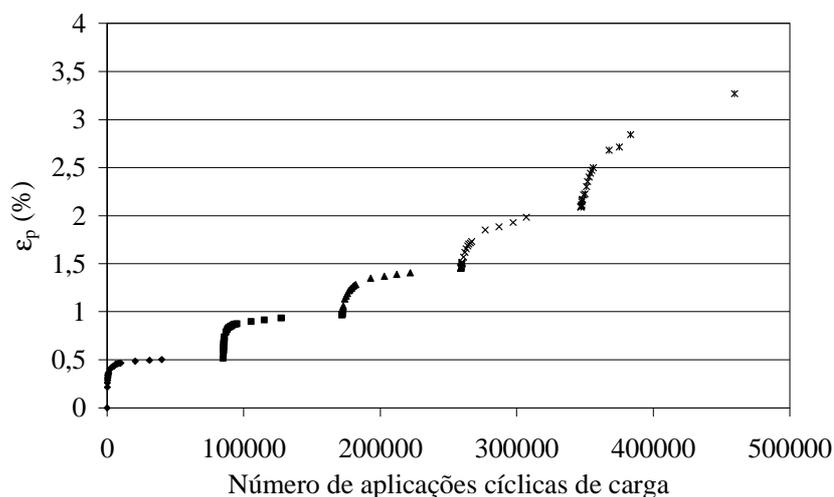
estados de tensões mais baixos, os resultados obtidos segundo as modalidades de multiestágios e estágio único são muito parecidos, conforme Malysz (2004). Porém, quando são ensaiados em estágio único e estados de tensões elevados, as deformações registradas são também mais elevadas em relação aos ensaios em multiestágios, já que estes não sofreram um enrijecimento prévio por pós compactação, promovido pelos estados de tensões mais brandos que o antecedem.

A AFNOR NF P 98-231-1 determina que 80.000 ciclos de carga são suficientes para a determinação do comportamento quanto a deformações permanentes de solos e agregados. Porém, se for de interesse do estudo, um critério de ruptura pode ser definido de acordo com a estrutura que está sendo avaliada, levando em consideração a espessura do revestimento e a própria espessura da camada granular. Ainda assim é de interesse conhecer o comportamento do material sob diversos estados de tensões, independentemente da camada em que esteja inserido ou do afundamento de trilha de roda (ATR) admissível. Então, para cada estágio de carga, o final do ensaio ocorre quando é atingida a ruptura física do corpo de prova (colapso incremental) ou 80.000 ciclos de carga, ainda que autores como Arnold *et al.* (2004) afirmem que 50.000 ciclos são suficientes para caracterizar o comportamento do material.

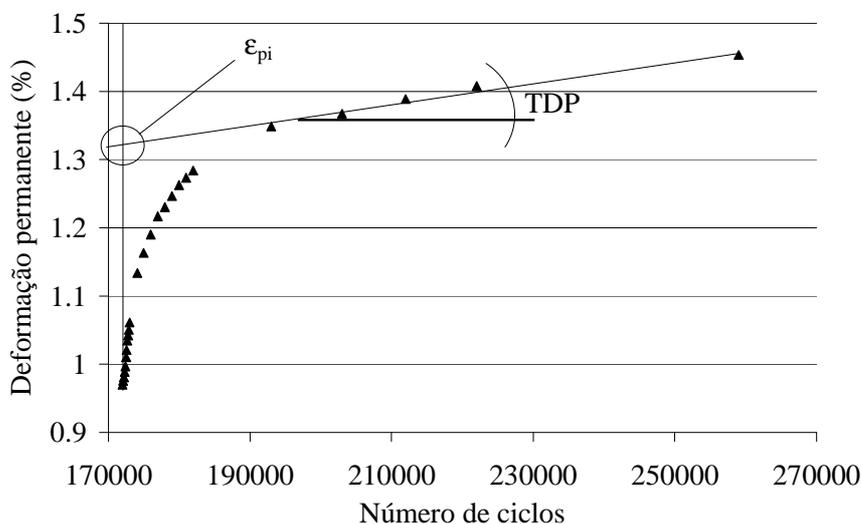
As leituras da instrumentação foram realizadas tomando-se por referência os intervalos estabelecidos por Niekerk *et al.* (2000), a saber: 100, 200, ..., 1.000, 2.000, ..., 10.000, 20.000, ..., 10.0000, 200.000, ..., 1.000.000. Observa-se que a metodologia empregada nesta tese não ultrapassa os 80.000 ciclos de carga.

Os resultados dos ensaios triaxiais de carregamento repetido, executados segundo a modalidade multiestágios de carga, apresentam como resultado, curvas sucessivas assemelhando-se a uma escada, onde cada degrau corresponde a um estágio ou estado de tensões (Figura 4.19). Cada degrau deve ser isolado e a partir destes são calculados os parâmetros de deformações permanentes. A Figura 4.20 exemplifica o cálculo dos parâmetros  $\epsilon_{pi}$  e TDP do modelo da equação (2.26). Para os demais modelos é necessário trazer a curva para a origem, com o número de ciclos começando em zero. Os resultados obtidos foram ajustados segundo os modelos de Barksdale (1972), Monismith *et al.* (1975), Uzan (1985), Malysz (2004) e Guimarães (2009), segundo as equações (2.29), (2.27), (2.28), (2.26) e (2.32) respectivamente. As regressões a múltiplas variáveis foram realizadas pelo programa *Statistica 5.1*.

Os parâmetros dos modelos representados pelas equações (2.26), (2.27), (2.28), (2.29) e (2.32) foram ajustados segundo os estados de tensões, pelo modelo da equação (4.7). O modelo permite a interpolação de valores para estes parâmetros tanto para tensões desvio quanto pressões confinantes intermediárias às da realização dos ensaios, semelhante ao feito por Werkmeister *et al.* (2000) para estimar diretamente a deformação permanente.



**Figura 4.19** – Resultado típico de ensaios triaxiais de deformações permanentes em multiestágios, Malysz (2004)



**Figura 4.20** – Obtenção dos parâmetros  $\epsilon_{pi}$  e TDP

$$\text{Parâmetro} = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \cdot \sigma_d^{k_3} \quad (4.7)$$

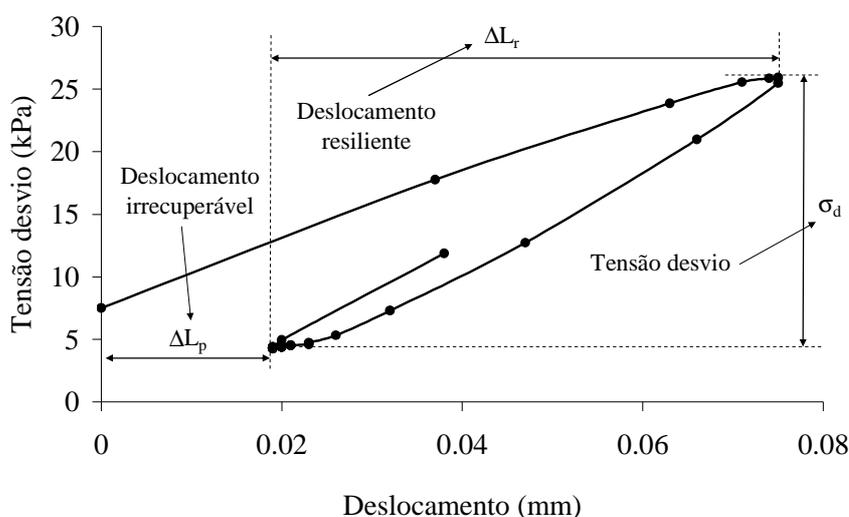
Onde:

- *Parâmetro* é a variável que representa os diversos parâmetros dos modelos das equações (2.26), (2.27), (2.28), (2.29) e (2.32) ( $A$ ,  $B$ ,  $\epsilon_{pi}$ ,  $TDP$ ,  $\mu$ ,  $\alpha$ ,  $a$  e  $b$ )

- $\sigma_3$  é a pressão de confinamento
- $\sigma_d$  é a tensão desvio aplicada ciclicamente
- $k_1$ ,  $k_2$  e  $k_3$  são parâmetros dos modelos

Também foi feita uma análise segundo a teoria do Shakedown, apresentada no item 2.2.3.2. Os resultados dos ensaios são dispostos em gráficos com a razão entre a deformação permanente e o número de ciclos no eixo das ordenadas e com a deformação permanente no eixo das abscissas, conforme disposto em Werkmeister *et al.* (2001). Os referidos gráficos apontam se o comportamento, para cada estado de tensões ensaiado, é do tipo A (Shakedown Elástico), B (Shakedown Plástico) ou C (Colapso Incremental), conforme a Figura 2.20. O comportamento do tipo A é reconhecido pelo formato convexo descendente da curva obtida no gráfico. Quando as deformações permanentes tendem ao colapso (Shakedown C) a referida curva torna-se horizontal e eventualmente ascendente. O comportamento do tipo B apresenta-se intermediário aos outros dois. Definido o tipo de comportamento para cada estado de tensões, foram estabelecidos limites de transição entre os mesmos. Estes limites podem ser apresentados de várias formas, como no espaço “p x q” conforme Arnold (2004).

Também foi verificado o comportamento dos laços de histerese resultantes dos ciclos de carga nos ensaios triaxiais. A Figura 4.21 apresenta um laço de histerese típico com as informações que podem ser obtidas em destaque. Foi escolhido um ensaio com comportamento Shakedown tipo A, outro tipo B e um tipo C para estas verificações.



**Figura 4.21** – Laços histeréticos resultantes de carregamentos cíclicos em ensaios triaxiais

#### 4.7 Análises Paramétricas

A metodologia até aqui descrita envolve apenas a interpretação dos ensaios e o comportamento do material avaliado de forma generalizada. Neste item é avaliado o comportamento do material enquanto camada estrutural de pavimento. Para isso foi utilizado o programa de análise mecânica *Everstress 5.0*, já citado anteriormente no item 2.4. O programa permite análises de tensões e deformações não-lineares com a utilização do modelo apresentado pela equação (2.8).

Deforma geral os estados de tensões são calculados para o plano médio da camada analisada e considera-se que representa o seu comportamento. Portanto, os estados de tensões segundo este procedimento foram determinados para três estruturas com diferentes espessuras de revestimento e base. Para refinar um pouco a análise, as camadas granulares destas estruturas foram divididas em subcamadas. Os estados de tensões foram determinados para o plano médio de cada uma destas camadas. Ainda, foi definido o comportamento dos estados de tensões em função da profundidade de acordo com os modelos apresentados pelas equações (4.8) e (4.9). Em uma análise preliminar, observou-se que as tensões desvio são melhores ajustadas pelo modelo exponencial e as tensões de confinamento pelo modelo potencial.

$$\sigma_3 = a \cdot p^b \quad (4.8)$$

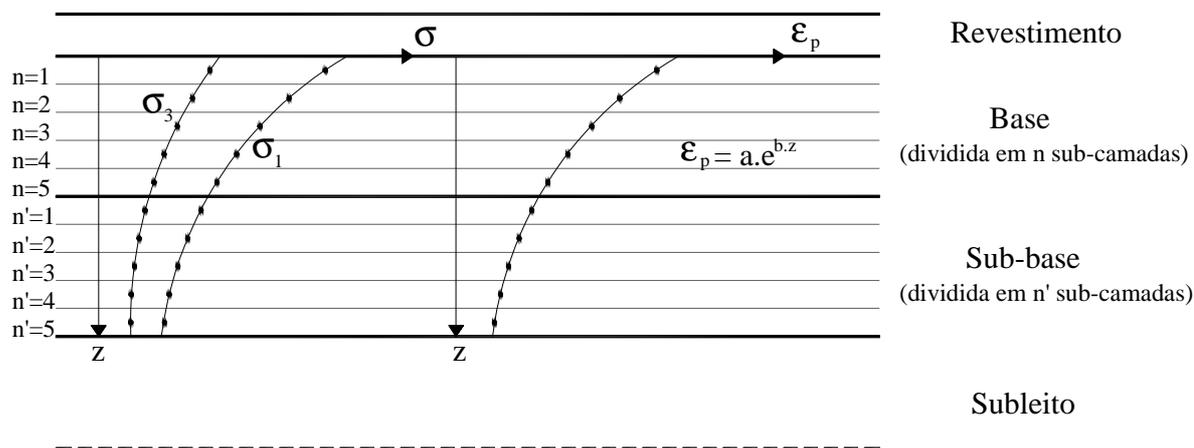
$$\sigma_d = c \cdot e^{d \cdot p} \quad (4.9)$$

Onde:

- $\sigma_3$  é a pressão de confinamento (kPa)
- $\sigma_d$  é a tensão desvio (kPa)
- $p$  é a profundidade (m)
- $e = 2.7183$  (base do logaritmo natural)
- $a, b, c$  e  $d$  são os parâmetros dos modelos

O cálculo da deformação permanente acumulada para um determinado estado de tensões foi realizado associando a deformação com o estado de tensões atuante em cada subdivisão. A cada subcamada, corresponderá uma deformação permanente, cujo

afundamento de trilha de roda (ATR) associado é função da espessura da subdivisão. Portanto, o ATR resultante é o somatório das contribuições de cada subcamada, conforme a equação (4.10). Um esquema das camadas do pavimento com tensões atuantes e deformações associadas, é apresentado pela Figura 4.22.



**Figura 4.22** – Esquema de camadas, tensões e deformações em um pavimento

$$ATR_g = \sum_1^n \epsilon_{pn} \cdot h \quad (4.10)$$

Onde:

- $ATR_g$  é o afundamento de trilha de roda devido à camada granular
- $N$  é o número de subcamadas que a base ou sub-base foi dividida
- $\epsilon_{pn}$  é a deformação permanente obtida para cada camada
- $h$  é a espessura das subdivisões

Se for realizada uma regressão estatística para as deformações obtidas em cada subdivisão, o comportamento das deformações pode ser apresentado em função da profundidade. Como o comportamento de agregados é sabidamente não linear, a princípio sugere-se uma regressão exponencial, conforme a equação (4.11). Nestas circunstâncias, a camada de base ou sub-base pode ser dividida em infinitas camadas de espessura infinitesimal. Neste caso o ATR é representado pela equação (4.12). Para a execução deste procedimento foram necessárias extrapolações tanto para o estado de tensões quanto para o número de ciclos.

$$\varepsilon_p = a \cdot e^{bz} \quad (4.11)$$

$$ATR_g = \int_{z_i}^{z_f} a \cdot e^{bz} \cdot dz \quad (4.12)$$

Onde:

- $ATR_g$  é o afundamento de trilha de roda devido à camada granular
- $z$  é a profundidade a partir da face superior do revestimento
- $e = 2.7183$  (base do logaritmo natural)
- $\varepsilon_p$  é a deformação permanente
- $a$  e  $b$  são os parâmetros do modelo

Por fim, a resistência ao cisalhamento do material foi avaliada para os estados de tensões atuantes nas camadas simuladas na análise mecanísticas. Para isso foram calculados os coeficientes de segurança ao cisalhamento, segundo a equação (2.3), para os estados de tensões no plano médio da camada avaliada e também com divisão em subcamadas. Para uma comparação de resultados, os estados de tensões atuantes nas estruturas avaliadas foram dispostos em gráficos do espaço de tensões “ $\tau$  x  $\sigma$ ”.

## 5 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Este capítulo destina-se à apresentação e análise dos resultados obtidos no programa experimental proposto. São analisados ensaios de módulo de resiliência, deformações permanentes e de carregamento monotônico realizados em corpos de prova de 10 cm de diâmetro por 20 cm de altura (10 x 20 cm) e em corpos de prova de 25 cm de diâmetro por 50 cm de altura (25 x 50 cm).

### 5.1 Ensaios de módulo de resiliência

Este item descreve os resultados obtidos em ensaios de módulo de resiliência ajustando os valores obtidos segundo os modelos apresentados no Capítulo 2. Diversas comparações são realizadas de forma a avaliar os resultados dos ensaios, a metodologia utilizada para medir os deslocamentos e a eficiência dos modelos utilizados. Observa-se que as unidades de tensões utilizadas nas análises de módulo de resiliência foram sempre MPa.

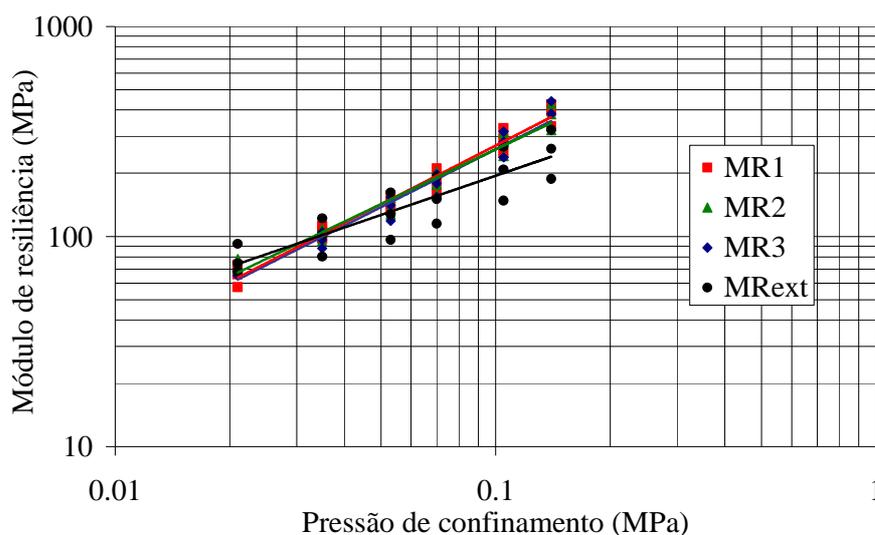
#### 5.1.1 Ensaios em corpos de prova de 10 x 20 cm

Os ensaios de módulo de resiliência em corpos de prova de 10 x 20 cm foram realizados segundo o apresentado no item 4.4. Para esta campanha de ensaios foram moldados 4 corpos de prova, sendo que 3 foram submetidos diretamente aos carregamentos do ensaio de módulo de resiliência utilizando-se instrumentação interna à câmara triaxial. Estes ensaios foram denominados MR1, MR2 e MR3. O outro ensaio foi realizado em um corpo de prova oriundo do ensaio de deformações permanentes em multiestágios com pressão de confinamento de 53 kPa. O ensaio foi denominado MR<sub>ext</sub> por ter sido realizado com instrumentação externa à câmara triaxial. As características dos ensaios e os parâmetros de compactação são apresentados pela Tabela 5.1.

**Tabela 5.1** – Dados da compactação dos corpos de prova de 10 x 20 cm utilizados nos ensaios triaxiais de módulo de resiliência

Ensaio triaxial	Teor de umidade (%)	Peso específico aparente seco (kN/m <sup>3</sup> )	Grau de compactação (%)
MR1	4,44	25,36	101,9
MR2	4,92	23,76	95,4
MR3	4,51	24,95	100,2
MR <sub>ext</sub>	3,94	24,50	98,4

O primeiro modelo utilizado para ajustar os resultados dos ensaios de módulo de resiliência em corpos de prova de 10 x 20 cm foi o  $k-\sigma_3$ . Este modelo é o indicado pelo método de ensaio DNER 131/96 para materiais granulares e permite a comparação dos resultados obtidos com outros observados na literatura brasileira, conforme descrito no item 2.2.1.4 e mostrado pela Figura 2.12. Os ajustes obtidos são apresentados na Figura 5.1 e os parâmetros do modelo na Tabela 5.2. Observa-se que os resultados obtidos com instrumentação interna mostraram pouca influência da tensão desvio nos resultados, ou seja, os resultados obtidos em cada pressão de confinamento e tensões desvio diferentes são muito próximos entre si. Por outro lado a influência da pressão de confinamento é muito significativa, apresentando coeficientes  $k_2$  da ordem de 0,9. O ensaio realizado com instrumentação externa à câmara triaxial apresentou menor influência da pressão de confinamento, com coeficiente  $k_2$  de 0,6. A tensão desvio, neste caso, apresentou maior influência no módulo de resiliência, separando os valores relativos a cada tensão desvio dentro da mesma pressão de confinamento. Na Tabela 5.2 mostra-se que os coeficientes de determinação  $R^2$  são expressivamente maiores para os ajustes dos ensaios com instrumentação interna. Ainda, o ensaio  $MR_{ext}$  apresentou módulos de resiliência ligeiramente superiores aos ensaios MR1, MR2 e MR3 para pressões de confinamento mais baixas e inferiores para pressões de confinamento mais elevadas. A pressão de confinamento que delimita estes comportamentos é da ordem de 35 kPa.

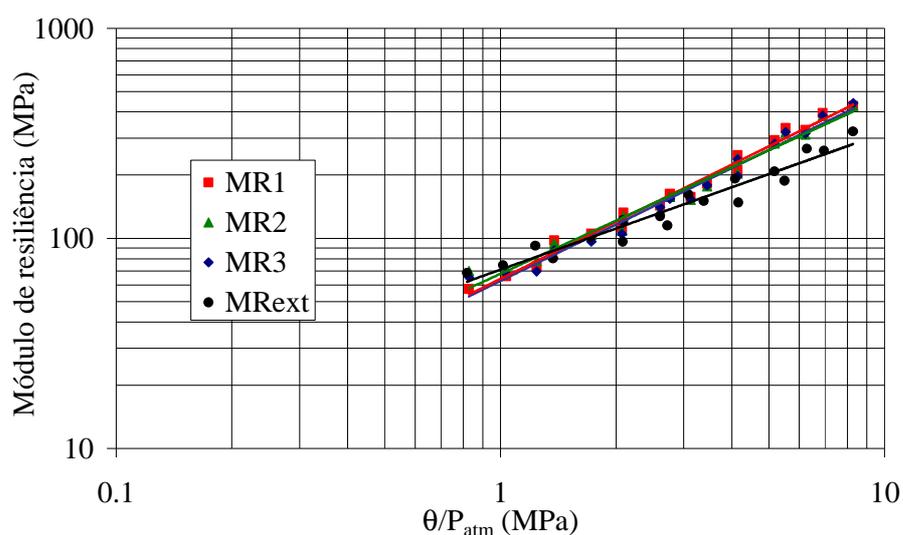


**Figura 5.1** – Módulos de resiliência obtidos a partir de ensaios em corpos de prova de 10 x 20 cm segundo o modelo  $k-\sigma_3$

**Tabela 5.2** – Parâmetros do modelo  $k-\sigma_3$  para os ensaios de módulo de resiliência realizados em corpos de prova de 10 x 20 cm

Ensaio	$k_1$	$k_2$	$R^2$
MR1	2292	0,9272	0,9725
MR2	1904	0,8648	0,9622
MR3	2143	0,9156	0,9637
MR <sub>ext</sub>	811,8	0,6201	0,7908

Os ajustes segundo o modelo  $k-\theta$  normalizado pela pressão atmosférica (equação 2.8) apresentaram coeficientes de determinação ligeiramente superiores aos do modelo  $k-\sigma_3$  para os ensaios com instrumentação interna e expressivamente superior para o ensaio com instrumentação externa à câmara triaxial. Ainda assim nota-se que os pontos são ligeiramente mais dispersos em torno da curva de ajuste para o ensaio com instrumentação externa. A Figura 5.2 apresenta os ajustes obtidos e a Tabela 5.3 os parâmetros de regressão estatística. Estes parâmetros aqui denominados  $k_1$  e  $k_2$  são os utilizados pelo programa de análise mecânica *Everstress 5.0*, apresentadas no item 5.4.2. Estes parâmetros são denominados pelo programa de “*multiplier*” e “*power*” respectivamente.



**Figura 5.2** – Módulos de resiliência obtidos a partir de ensaios em corpos de prova de 10 x 20 cm segundo o modelo  $k - \theta$  normalizado pela pressão atmosférica

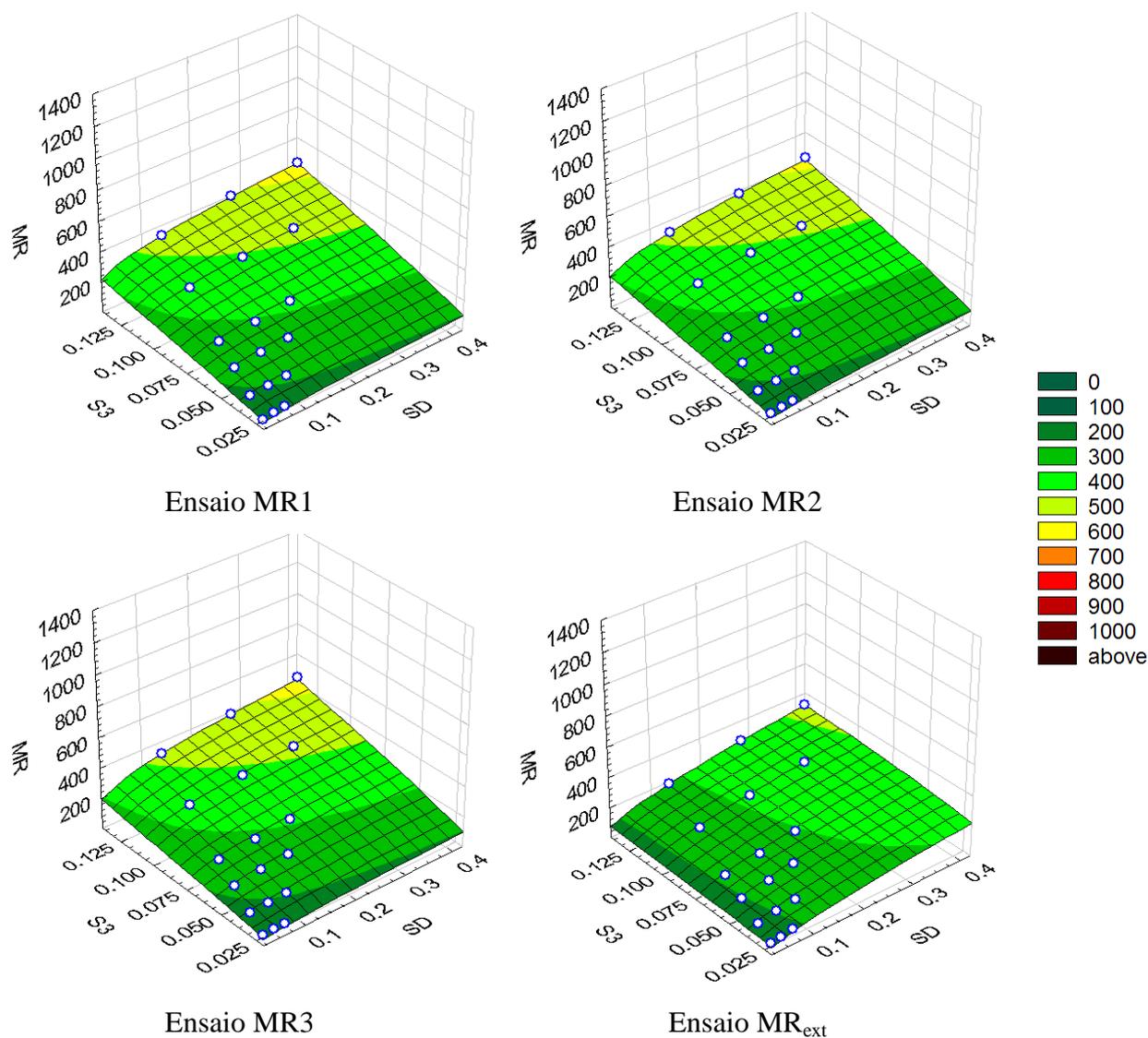
**Tabela 5.3** – Parâmetros do modelo MR- $\theta$  normalizado pela pressão atmosférica para os ensaios de módulo de resiliência realizados em corpos de prova de 10 x 20 cm

Ensaio	$k_1$	$k_2$	$R^2$
MR1	64,13	0,9033	0,9849
MR2	67,77	0,8423	0,9739
MR3	62,65	0,8930	0,9782
MR <sub>ext</sub>	70,92	0,6515	0,9430

O modelo composto (equação 2.9) vem se mostrando como o mais eficiente e representativo ajuste estatístico do módulo de resiliência. Os coeficientes de determinação  $R^2$  obtidos com este modelo nos ensaios de módulo de resiliência em corpos de prova de 10 x 20 cm foram sempre superiores aos demais modelos, estando sempre acima de 0,99. Os ajustes obtidos são apresentados na Figura 5.3 e os parâmetros de regressão estatística na Tabela 5.4. O modelo ajusta o módulo de resiliência em função do estado de tensões  $\sigma_3 \times \sigma_d$  de forma explícita. Os demais modelos ou não consideram uma destas tensões ou a consideram implicitamente em outro parâmetro, como  $\theta$  (somatório das tensões principais) ou  $\tau_{oct}$  (tensão de cisalhamento octaédrica, utilizada no modelo generalizado do NCHRP, modelo 2.10). Esta abordagem explícita confere maior acurácia às previsões feitas com aplicação do modelo, sem perder a simplicidade.

**Tabela 5.4** – Parâmetros do modelo composto para os ensaios de módulo de resiliência realizados em corpos de prova de 10 x 20 cm

Ensaio	$k_1$	$k_2$	$k_3$	$R^2$
MR1	2303	0,7593	0,2228	0,9983
MR2	2180	0,7392	0,2351	0,9963
MR3	2377	0,7570	0,2624	0,9973
MR <sub>ext</sub>	692	0,1862	0,4822	0,9924



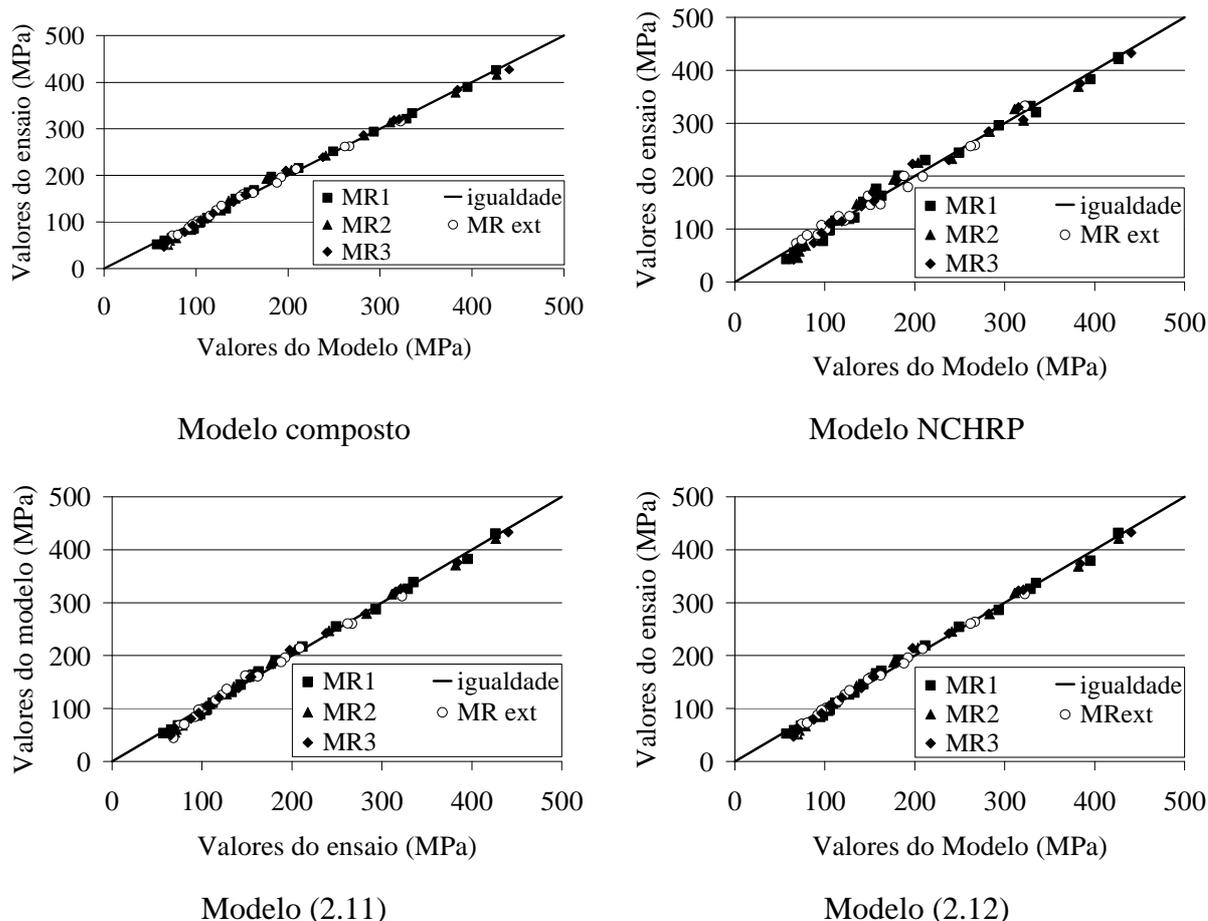
**Figura 5.3** – Módulos de resiliência obtidos a partir de ensaios em corpos de prova de 10 x 20 cm segundo o modelo composto

Além dos modelos já apresentados, foram observados na literatura consultada, outros que se mostraram estatisticamente significativos. O modelo generalizado no NCHRP (2004) e outros dois utilizados por Espinosa (1987) são apresentados na Tabela 5.5. Ainda que significativos, os modelos de Espinosa (1987) não são muito difundidos, talvez pela complexidade da sua utilização em análises mecânicas. Os do NCHRP (2004) são utilizados no programa M-E PDG que utiliza a metodologia da AASHTO (2002).

**Tabela 5.5** – Parâmetros dos modelos utilizados por Espinosa (1987) e modelo generalizado do NCHRP (2004) obtidos para os ensaios de módulo de resiliência realizados em corpos de prova de 10 x 20 cm

$Mr = k_1 \cdot P_{atm} \cdot \left(\frac{\theta}{P_{atm}}\right)^{k_2} \cdot \left(\frac{\tau_{oct}}{P_{atm}} + 1\right)^{k_3}$ equação (2.10)				
Ensaio	k1	k2	K3	R <sup>2</sup>
MR1	590,3	1,243	-0,6278	0,9892
MR2	584,3	1,106	-0,3534	0,9841
MR3	540,9	1,146	-0,3365	0,9880
MR <sub>ext</sub>	625,5	0,1652	1,232	0,9837
$Mr = k_1 \cdot \theta^{k_2} \cdot \varepsilon_a^c$ equação (2.11)				
Ensaio	k1	k2	C	R <sup>2</sup>
MR1	140,9	0,9850	-0,1862	0,9970
MR2	146,2	0,9795	-0,1774	0,9944
MR3	165,9	1,017	-0,1635	0,9958
MR <sub>ext</sub>	10836	0,5081	0,5202	0,9845
$Mr = k_1' \cdot \theta^{k_2'} \cdot \sigma_d^{c'}$ equação (2.12)				
Ensaio	k1'	k2'	C'	R <sup>2</sup>
MR1	441,5	1,195	-0,2157	0,9956
MR2	436,3	1,165	-0,1932	0,9920
MR3	457,0	1,195	-0,1775	0,9942
MR <sub>ext</sub>	459,7	0,3011	0,3682	0,9932

Os coeficientes de determinação fornecem uma boa estimativa da eficiência dos modelos utilizados, porém em se tratando de regressões múltiplas fica mais difícil de visualizar as dispersões. Uma forma de observar estes desvios é em um gráfico dos valores observados nos ensaios versus os valores estimados pelo modelo utilizado. A inserção da reta de igualdade facilita ainda mais a visualização. Este procedimento foi aplicado aos modelos em múltiplas variáveis e os resultados são apresentados pela Figura 5.4, na qual se observa a boa acurácia dos modelos.



**Figura 5.4** – Comparação entre os módulos de resiliência observados nos ensaios e os calculados pelo modelo composto em relação à reta de igualdade para corpos de prova de 10 x 20 cm

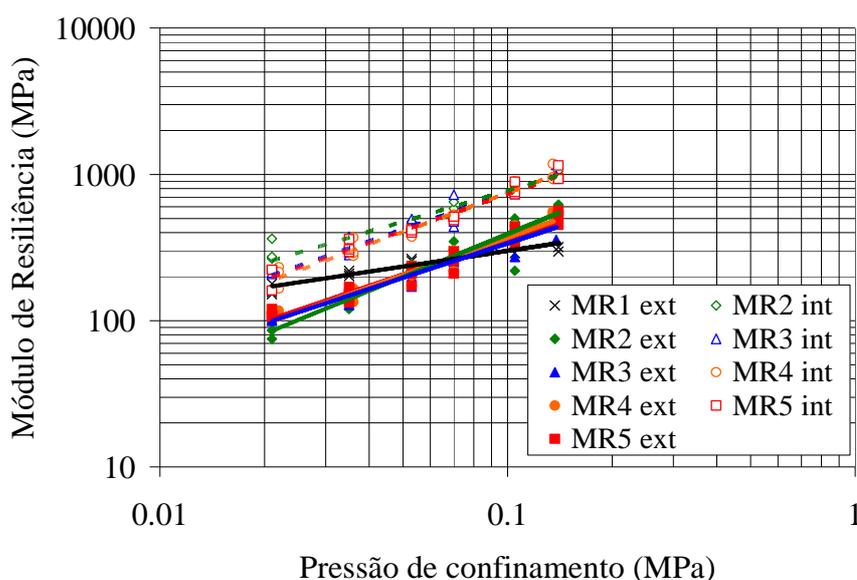
### 5.1.2 Ensaios em corpos de prova de 25 x 50 cm

Os ensaios de módulo de resiliência em corpos de prova de 25 x 50 cm foram realizados segundo o apresentado no item 4.4. Para esta campanha de ensaios, apenas um corpo de prova foi moldado especialmente para a execução de ensaio de módulo de resiliência. Este ensaio foi denominado MR1 e não contou com instrumentação interna. O ensaio denominado MR2 foi executado em um corpo de prova oriundo do ensaio DP ME 53 kPa e os ensaios MR3, MR4 e MR5 foram executados no corpo de prova oriundo do ensaio DP ME 70 kPa, todos com instrumentação interna e externa. As características dos ensaios e os parâmetros de compactação são apresentados pela Tabela 5.6.

**Tabela 5.6** – Dados da compactação dos corpos de prova de 25 x 50 cm utilizados nos ensaios triaxiais de módulo de resiliência

Ensaio triaxial	Teor de umidade (%)	Peso específico aparente seco ( $\text{kN/m}^3$ )	Grau de compactação (%)
MR1	4,0	24,98	100,3
MR2	3,6	24,72	99,3
MR3	3,1	24,97	100,1
MR4	3,1	24,97	100,1
MR5	3,1	24,97	100,1

A interpretação dos ensaios em corpos de prova de 25 x 50 cm seguiu a mesma seqüência que para os 10 x 20 cm. Então o primeiro ajuste a ser apresentado é o segundo o modelo  $k-\sigma_3$ . Os resultados obtidos são apresentados na Figura 5.5 e os parâmetros do modelo na Tabela 5.7.



**Figura 5.5** – Módulos de resiliência obtidos a partir de ensaios em corpos de prova de 25 x 50 cm segundo o modelo  $k-\sigma_3$

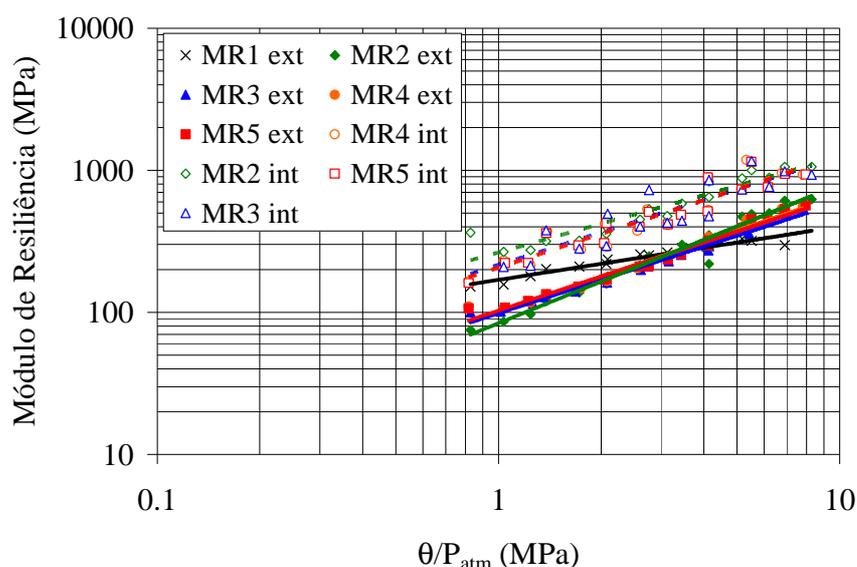
O MR1 foi o primeiro ensaio realizado no equipamento triaxial de grande porte e não se tem informações como: o diâmetro e altura final do corpo de prova; mesmo o teor de umidade foi determinado muitos dias após as sua moldagem. O resultado foi significativamente diferente dos demais, o que pode ser atribuído à inexperiência na operação dos equipamentos de compactação e do próprio equipamento triaxial. Na oportunidade não haviam sido confeccionados os suportes para os LVDTs internos, por este motivo não é

apresentado entre os  $MR_{int}$ . Observa-se que os módulos de resiliência são expressivamente maiores quando calculados a partir de deslocamentos elásticos medidos com LVDTs internos. A influência da pressão de confinamento se mostra ligeiramente superior quando é utilizado LVDT externo. O agrupamento dos pontos para uma mesma pressão de confinamento mostrou que a tensão desvio tem pouca influência no valor dos módulos de resiliência. Os coeficientes de determinação  $R^2$  foram sempre acima de 0,9, exceto para o ensaio  $MR1_{ext}$ .

**Tabela 5.7** – Parâmetros do modelo  $k-\sigma_3$  para os ensaios de módulo de resiliência realizados em corpos de prova de 25 x 50 cm

Ensaio	$k_1$	$k_2$	$R^2$
MR1 ext	686,1	0,3586	0,8916
MR2 ext	3731	0,9780	0,9110
MR3 ext	2058	0,7841	0,9261
MR4 ext	2624	0,8500	0,9499
MR5 ext	2304	0,8040	0,9437
MR1 int	-	-	-
MR2 int	3967	0,7080	0,9283
MR3 int	5134	0,8339	0,9409
MR4 int	5731	0,8847	0,9622
MR5 int	5070	0,8393	0,9660

Os ajustes segundo o modelo  $k-\theta$  normalizado pela pressão atmosférica (modelo 2.8) apresentaram coeficientes de determinação ligeiramente superiores aos do modelo  $k-\sigma_3$  para os ensaios com instrumentação externa e ligeiramente inferiores para o ensaio com instrumentação interna à câmara triaxial. Nota-se que os pontos são um pouco mais dispersos em torno da curva de ajuste para o ensaio com instrumentação interna. A Figura 5.6 apresenta os ajustes obtidos e a Tabela 5.8 os parâmetros de regressão estatística. Estes são os parâmetros utilizados para a análise mecânica com o programa *Evestress 5.0* (“*multiplier*” e “*power*”), apresentadas no item 5.4.2.



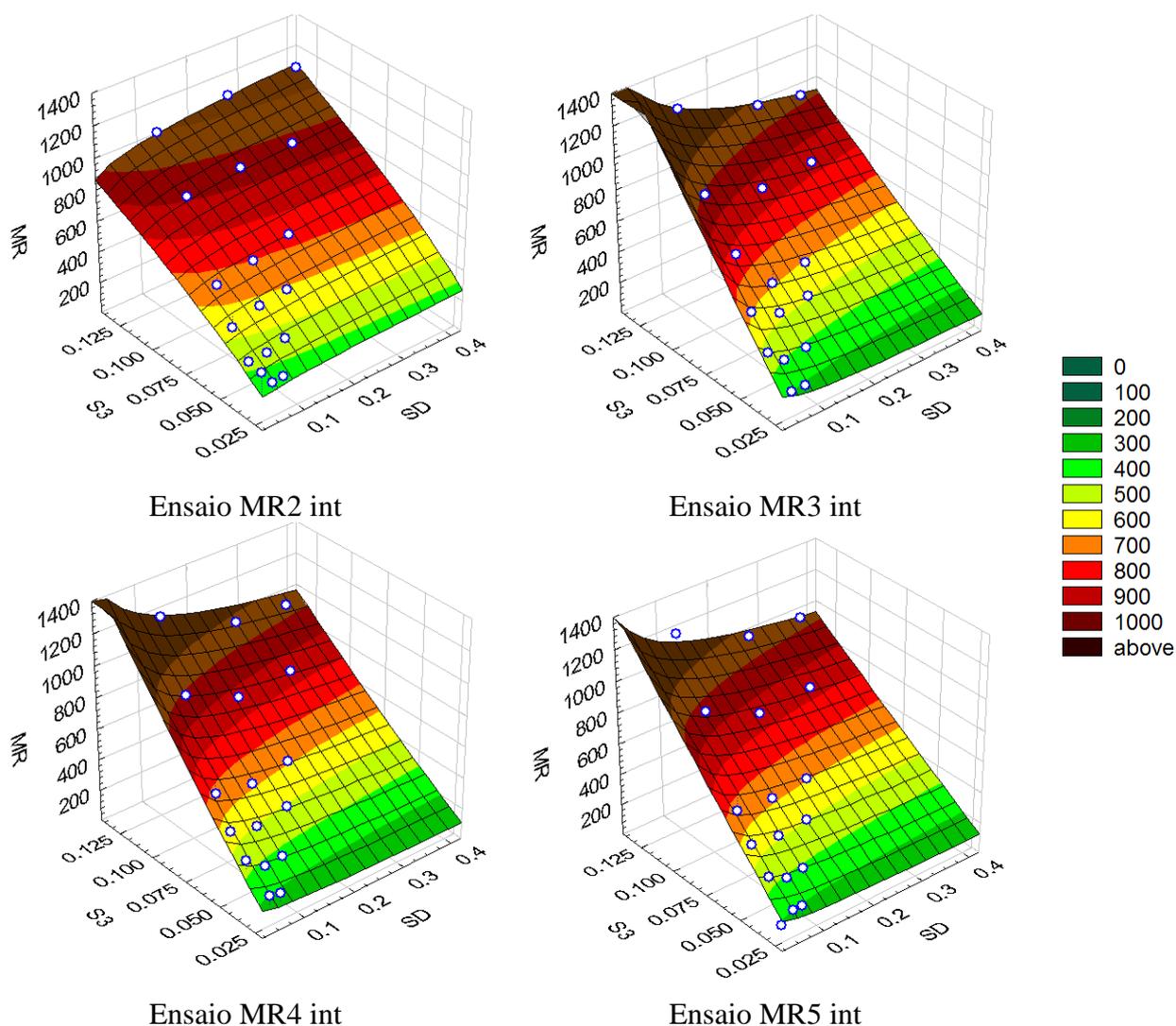
**Figura 5.6** – Módulos de resiliência obtidos a partir de ensaios em corpos de prova de 25 x 50 cm segundo o modelo  $k - \theta$  normalizado pela pressão atmosférica

**Tabela 5.8** – Parâmetros do modelo MR- $\theta$  normalizado pela pressão atmosférica para os ensaios de módulo de resiliência realizados em corpos de prova de 25 x 50 cm

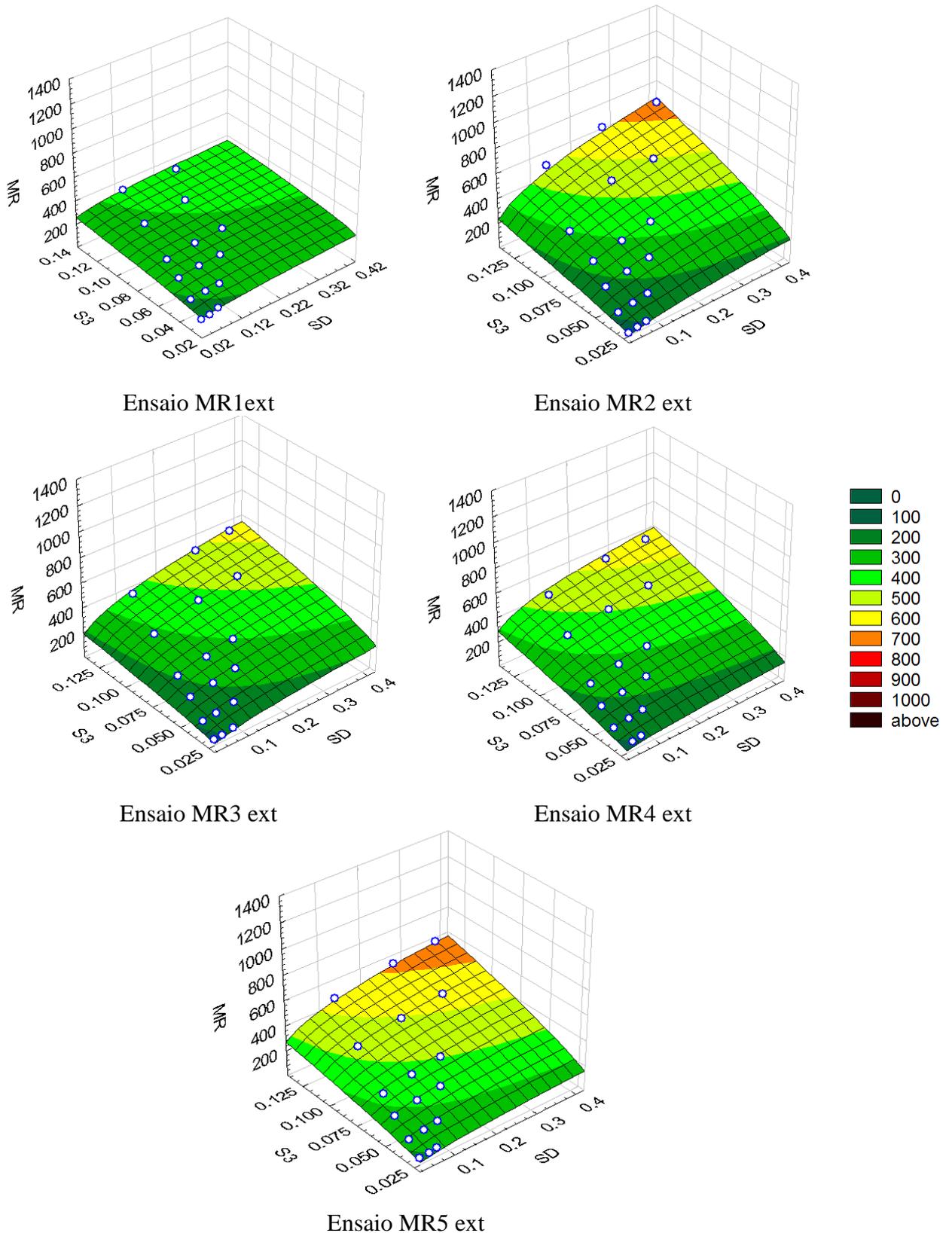
Ensaio	$k_1$	$k_2$	$R^2$
MR1 ext	169,2	0,3756	0,9407
MR2 ext	83,80	0,9754	0,9670
MR3 ext	98,44	0,7822	0,9857
MR4 ext	101,8	0,8127	0,9846
MR5 ext	102,9	0,7958	0,9795
MR1 int	-	-	-
MR2 int	263,3	0,6721	0,8927
MR3 int	215,4	0,7624	0,7948
MR4 int	205,2	0,7960	0,8742
MR5 int	207,2	0,7847	0,8945

As análises segundo o modelo composto são apresentadas pelas Figuras 5.7 e 5.8 respectivamente para os resultados com LVDTs internos e externos. De forma geral os coeficientes de determinação  $R^2$  foram superiores aos dos modelos  $k-\sigma_3$  e  $k-\theta$ . As faixas de módulo de resiliência são apresentadas segundo a mesma legenda de cores utilizada para os ensaios em corpos de prova de 10 x 20 cm. O ensaio MR1 ext é o único que não ultrapassa o

valor de 400 kPa (verdes na legenda de cores). As tonalidades mais escuras demonstram a maior magnitude dos módulos de resiliência obtidos a partir dos LVDTs internos. Este modelo pode ter uma aplicação muito objetiva na análise mecânica de pavimentos uma vez que considera explicitamente o estado de tensões ao qual o material está submetido. Os parâmetros dos modelos são apresentados na Tabela 5.9.



**Figura 5.7** – Módulos de resiliência obtidos a partir de ensaios em corpos de prova de 25 x 50 cm segundo o modelo composto com instrumentação interna



**Figura 5.8** – Módulos de resiliência obtidos a partir de ensaios em corpos de prova de 25 x 50 cm segundo o modelo composto com instrumentação externa

**Tabela 5.9** – Parâmetros do modelo composto para os ensaios de módulo de resiliência realizados em corpos de prova de 25 x 50 cm

<b>Ensaio</b>	<b>k<sub>1</sub></b>	<b>k<sub>2</sub></b>	<b>k<sub>3</sub></b>	<b>R<sup>2</sup></b>
MR1 ext	620,4	0,1105	0,2319	0,9170
MR2 ext	3193	0,3516	0,6442	0,9610
MR3 ext	1936	0,3527	0,4892	0,9934
MR4 ext	2798	0,2330	0,6937	0,9926
MR5 ext	2560	0,2470	0,6541	0,9910
MR1 int	-	-	-	-
MR2 int	4685	0,07336	0,7139	0,9724
MR3 int	6312	0,2149	1,079	0,9754
MR4 int	7704	-0,1661	1,130	0,9803
MR5 int	6282	-0,1497	1,039	0,9797

Os parâmetros de regressão para o modelo generalizado do NCHRP (2004) são apresentados pela Tabela 5.10. Foram observados coeficientes de determinação R<sup>2</sup> acima de 0,9 para todos os ensaios. Foram observados coeficientes k<sub>3</sub> negativos para a maioria dos ensaios, a única exceção foi o “MR3 ext”. Estes parâmetros são utilizados nas análises com o programa M-E PDG que se baseia na metodologia da AASHTO (2002).

**Tabela 5.10** – Parâmetros do modelo generalizado do NCHRP (2004) obtidos para os ensaios de módulo de resiliência realizados em corpos de prova de 25 x 50 cm

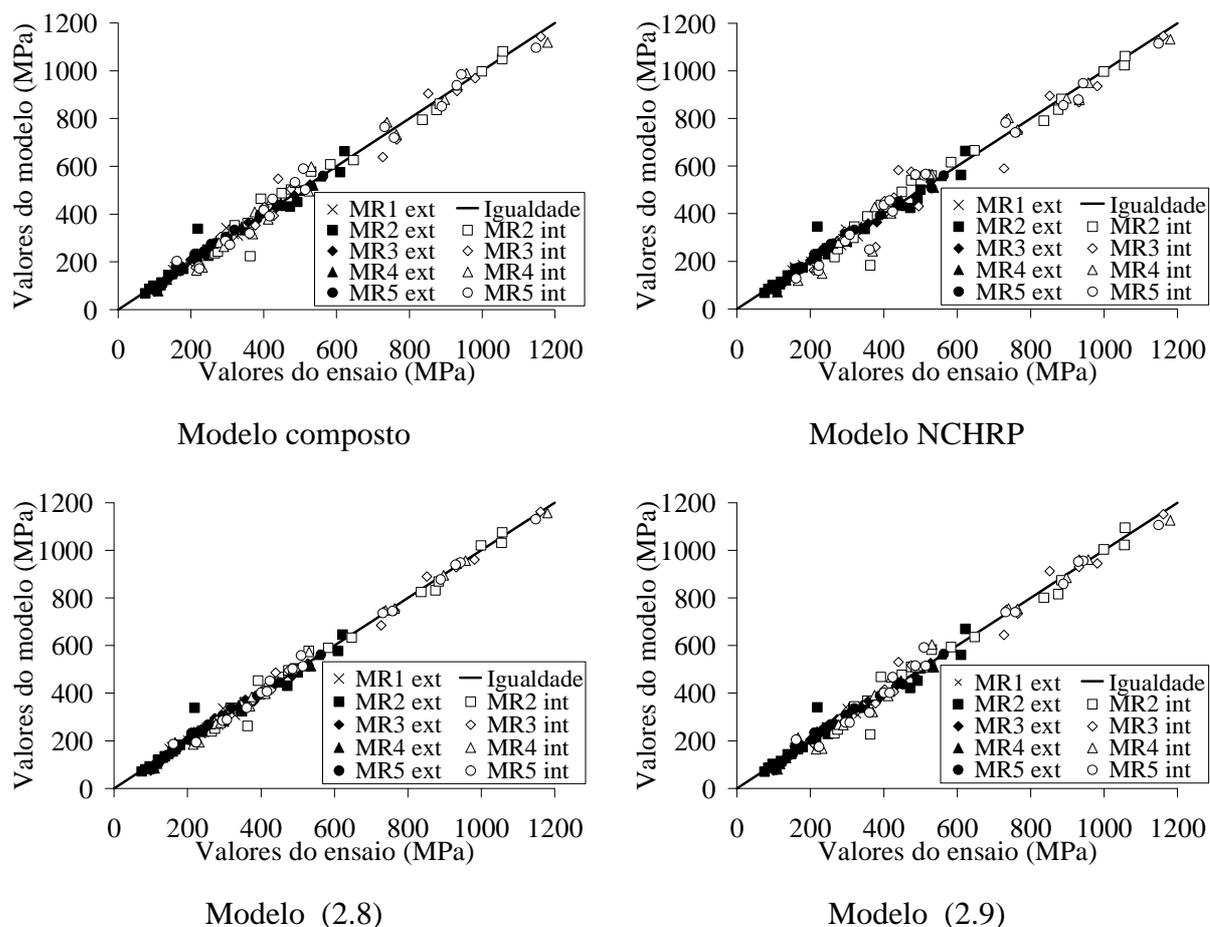
<b>Ensaio</b>	<b>k<sub>1</sub></b>	<b>k<sub>2</sub></b>	<b>k<sub>3</sub></b>	<b>R<sup>2</sup></b>
MR1 ext	1,761	0,4103	-0,2022	0,9287
MR2 ext	0,8111	1,039	-0,1012	0,9561
MR3 ext	0,8997	0,7405	+0,2345	0,9946
MR4 ext	0,8789	1,025	-0,2619	0,9892
MR5 ext	0,8907	0,9731	-0,1870	0,9884
MR1 int	-	-	-	-
MR2 int	2,316	1,024	-0,6068	0,9618
MR3 int	2,035	1,463	-1,545	0,9351
MR4 int	1,795	1,549	-1,565	0,9665
MR5 int	1,920	1,442	-1,441	0,9710

Os parâmetros dos modelos utilizados por Espinosa (1987), cujas características já foram comentadas nos ensaios de 10 x 20 cm, são apresentados na Tabela 5.11. Assim como no modelo composto o coeficiente k3 apresentou valores positivos somente para o ensaio MR3 ext.

**Tabela 5.11** – Parâmetros dos modelos utilizados por Espinosa (1987) obtidos para os ensaios de módulo de resiliência realizados em corpos de prova de 25 x 50 cm

$Mr = k_1 \cdot \theta^{k_2} \cdot \varepsilon_a^c$					equação (2.11)
Ensaio	k1	k2	c	R <sup>2</sup>	
MR1 ext	247,6	0,3879	-0,06363	0,9268	
MR2 ext	185,5	1,032	-0,1956	0,9659	
MR3 ext	929,2	0,8400	+0,05273	0,9914	
MR4 ext	229,0	0,9422	-0,1537	0,9940	
MR5 ext	266,2	0,9187	-0,1296	0,9924	
MR1 int	-	-	-	-	
MR2 int	140,3	0,8461	-0,789	0,9835	
MR3 int	33,17	0,9284	-0,4544	0,9944	
MR4 int	35,86	0,9828	0,4494	0,9948	
MR5 int	41,06	0,9379	0,4279	0,9948	
$Mr = k_1' \cdot \theta^{k_2'} \cdot \sigma_d^{c'}$					equação (2.12)
Ensaio	k1'	k2'	c'	R <sup>2</sup>	
MR1 ext	377.8	0.3657	-0.0030	0.9199	
MR2 ext	789.0	0.9974	-0.01104	0.9555	
MR3 ext	673.6	0.7672	+0.07587	0.9924	
MR4 ext	626.1	1.085	-0.1581	0.9918	
MR5 ext	625.9	1.023	-0.104	0.9902	
MR1 int	-	-	-	-	
MR2 int	996.6	1.118	-0.3333	0.9708	
MR3 int	626.1	1.676	-0.8090	0.9811	
MR4 int	684.4	1.763	-0.7910	0.9833	
MR5 int	678.6	1.617	-0.7228	0.9839	

A acurácia dos modelos com múltiplas variáveis pode ser visualizada em uma análise dos valores previstos pelo modelo versus os valores observados nos ensaios. A Figura 5.9 apresenta análises deste tipo para cada um dos ensaios realizados. Nos gráficos apresentados, também é observada a linha de igualdade, em torno da qual se distribuem os módulos de resiliência previstos pelos modelos. Os pontos ficam sempre muito próximos à reta de igualdade demonstrando os bons ajustes obtidos.

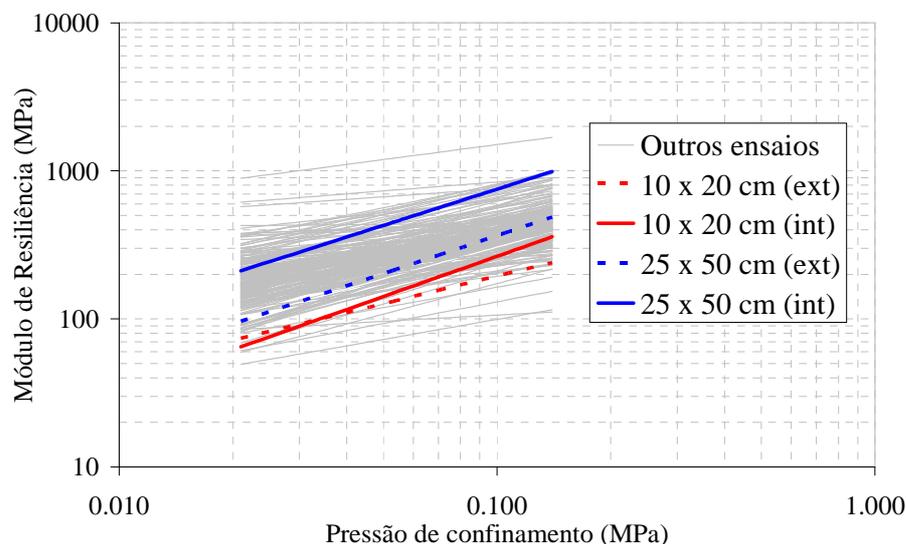


**Figura 5.9** – Comparação entre os módulos de resiliência observados nos ensaios e os calculados pelo modelo composto em relação à reta de igualdade para corpos de prova de 25 x 50 cm

### 5.1.3 Considerações finais sobre os ensaios de módulo de resiliência

Neste item foram apresentados e analisados os resultados dos ensaios triaxiais de módulo de resiliência em corpos de prova de 10 x 20 cm e de 25 x 50 cm com leituras de deslocamentos internas e externas à câmara triaxial. Foram utilizados diversos modelos de ajuste citados no item 2.3 e observados a eficiência de cada um em descrever o

comportamento elástico do material. A Figura 5.10 apresenta os resultados médios dos ensaios realizados ajustados segundo o modelo  $k-\sigma_3$ , cuja utilização é sugerida pelo DNER ME 131/94 e ao fundo os resultados obtidos em outras pesquisas brasileiras conforme descrito no Capítulo 2.



**Figura 5.10** – Módulos de resiliência obtidos nesta tese em comparação com resultados de ensaios de outras pesquisas brasileiras

A primeira particularidade notada é que os módulos de resiliência obtidos no ensaio triaxial no equipamento de grande porte foram superiores aos obtidos no equipamento para solos (10 cm x 20 cm). Resultados semelhantes foram obtidos por Wambura (2003). Também, de forma geral, os módulos calculados por instrumentação interna, são superiores aos calculados com a instrumentação externa. Observando-se os resultados obtidos em relação ao espectro de resultados de outras pesquisas, nota-se que foram obtidos resultados que variam significativamente com a forma de instrumentação e o tamanho do corpo de prova. Então a decisão de qual resultado utilizar implica comportamentos muito distintos do material. É de consenso na literatura técnica que a instrumentação com LVDTs posicionados dentro da câmara triaxial e solidários ao corpo de prova é a maneira mais adequada de se medir deslocamentos. Então, os ensaios com instrumentação externa são apresentados apenas para fins de comparação. Vários são os fatores que apontam na direção da utilização de corpos de prova de grande porte para a avaliação do comportamento mecânico de agregados. A principal é a relação entre o diâmetro do corpo de prova e o tamanho máximo de partícula de no mínimo 5 sendo respeitada. Mas também, um corpo de prova grande permite adaptarem-se

os LVDTs, de forma a medir os deslocamentos com um espaçamento igual à espessura da camada avaliada. Sendo assim, considera-se que os resultados obtidos para o corpo de prova de grande porte com instrumentação interna são os mais representativos do comportamento do material.

## 5.2 Ensaio de resistência ao cisalhamento

Este item descreve os resultados obtidos em ensaios de resistência ao cisalhamento. As envoltórias de resistência foram obtidas a partir dos círculos de Mohr no espaço “ $\sigma \times \tau$ ” e a partir da tensão desvio e da média das tensões principais no espaço “ $p \times q$ ” de Lambe e Whitman (1969). Também são apresentados os módulos de Young obtidos e a sua relação com a pressão de confinamento.

### 5.2.1 Ensaio em corpos de prova de 10 x 20 cm

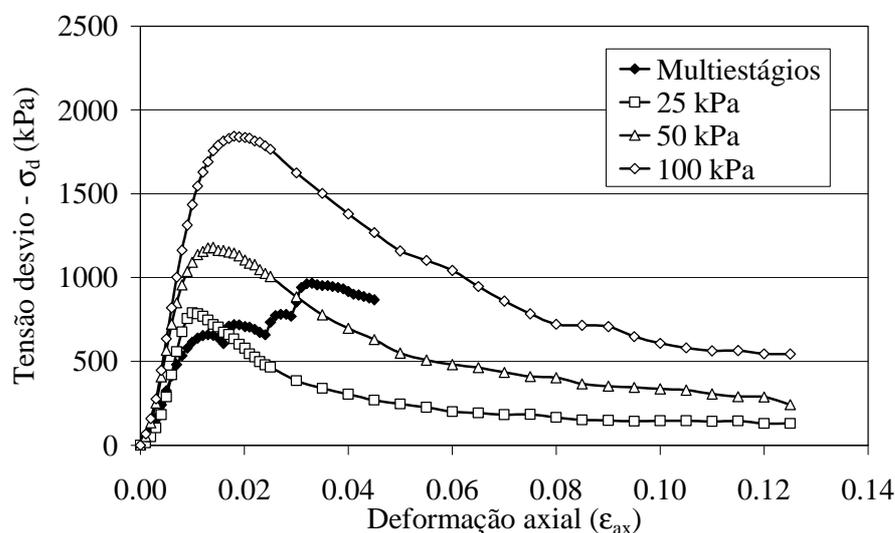
Os ensaios de resistência ao cisalhamento em corpos de prova de 10 x 20 cm foram realizados segundo o apresentado no item 4.5. Para esta campanha de ensaios foram moldados 4 corpos de prova, sendo que 3 foram submetidos a carregamentos monotônicos no ensaio triaxial convencional e 1 foi submetido a multiestágios de carregamento monotônico a diferentes pressões de confinamento. As características dos ensaios e os parâmetros de compactação são apresentados pela Tabela 5.12.

**Tabela 5.12** – Dados da compactação dos corpos de prova de 10 x 20 cm utilizados nos ensaios triaxiais de carregamento monotônico

Ensaio triaxial	Pressão de confinamento (kPa)	Teor de umidade (%)	Peso específico aparente seco (kN/m <sup>3</sup> )	Grau de compactação (%)
Multiestágios	12, 25, 50 e 100	4,4	24,06	96,6
Convencional	25	3,5	24,31	97,6
Convencional	50	3,9	24,07	96,7
Convencional	100	4,1	24,13	96,9

A Figura 5.11 apresenta as curvas tensão versus deformação obtidas para as pressões de confinamento de 12, 25, 50 e 100 kPa em estágio único e em multiestágios. O ensaio com pressão de confinamento de 12,5 kPa foi considerado nas análises em multiestágios e também

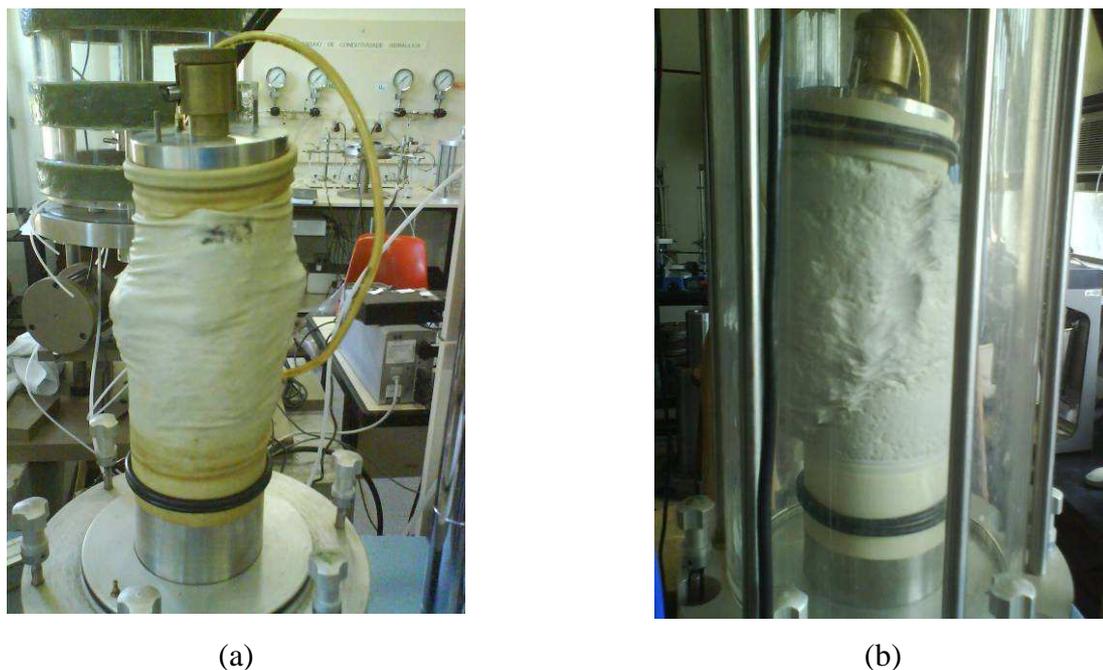
nas análises em estágio único. As curvas apresentaram comportamento típico de materiais granulares eficientemente compactados, verificando-se um pico de resistência seguido de queda significativa. As máximas tensões atingidas no ensaio em multiestágios foram sempre menores que as dos em estágio único.



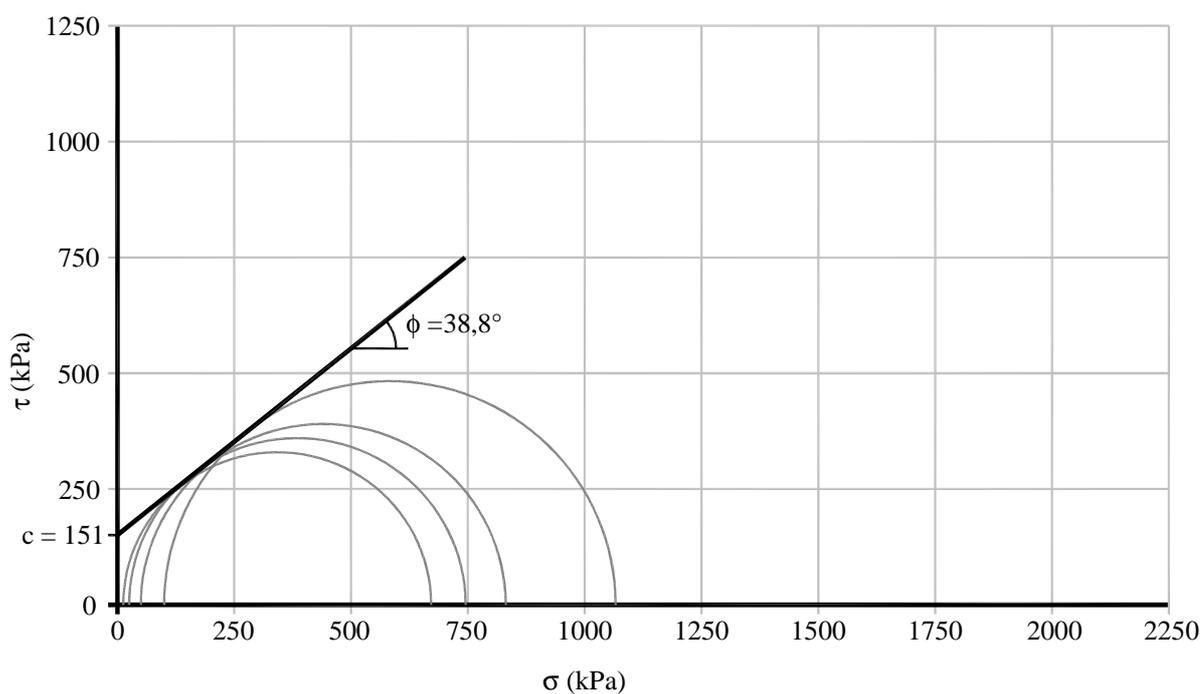
**Figura 5.11** – Curvas tensão deformação em corpos de prova de 10 x 20 cm em multiestágios e estágio único

Foi observado que os corpos de prova nos ensaios realizados com pressão confinante de 25, e 50 kPa, bem como o corpo de prova do ensaio em multiestágios, romperam por embarrilamento, conforme a Figura 5.12 (a). Já no ensaio com pressão de confinamento de 100 kPa o corpo de prova rompeu apresentando uma superfície de cisalhamento bem definida, conforme apresentado na Figura 5.12 (b).

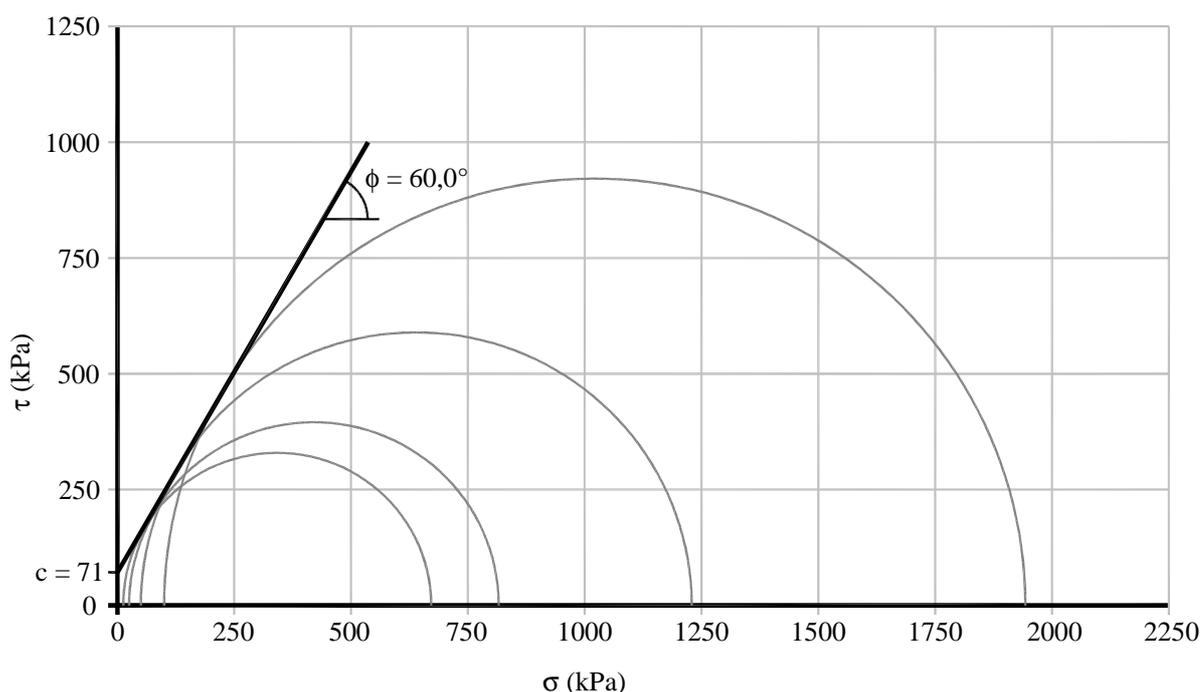
As envoltórias de ruptura obtidas a partir dos círculos de Mohr no espaço  $\sigma \times \tau$  são apresentadas nas Figuras 5.13 e 5.14 para ensaio em multiestágios e em estágio único respectivamente. Para o ensaio em multiestágios o intercepto coesivo obtido foi de 151 kPa e o ângulo de atrito interno foi de  $38,8^\circ$ . No caso dos ensaios triaxiais convencionais em estágio único o intercepto coesivo foi de 71 kPa e o ângulo de atrito interno foi de  $60^\circ$ . Os parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos nos dois tipo de ensaios foram consideravelmente diferentes, sendo que o intercepto coesivo foi maior para o ensaio em multiestágios e o ângulo de atrito interno foi maior para os ensaios triaxiais convencionais.



**Figura 5.12** – Modos de ruptura de corpos de prova observados nos ensaios: (a) embarrilamento e (b) superfície de cisalhamento



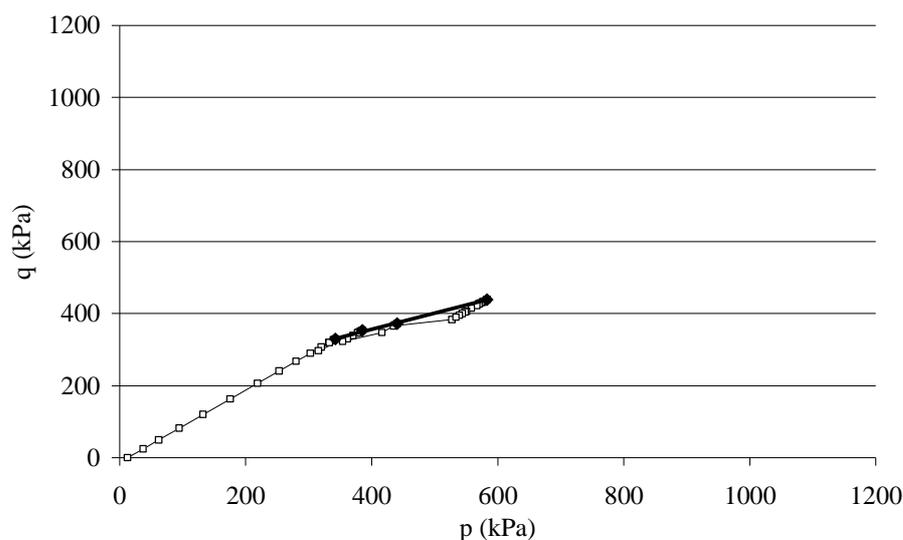
**Figura 5.13** – Envoltória de resistência ao cisalhamento para o ensaio triaxial de carregamento monotônico em multiestágios e corpo de prova de 10 x 20 cm



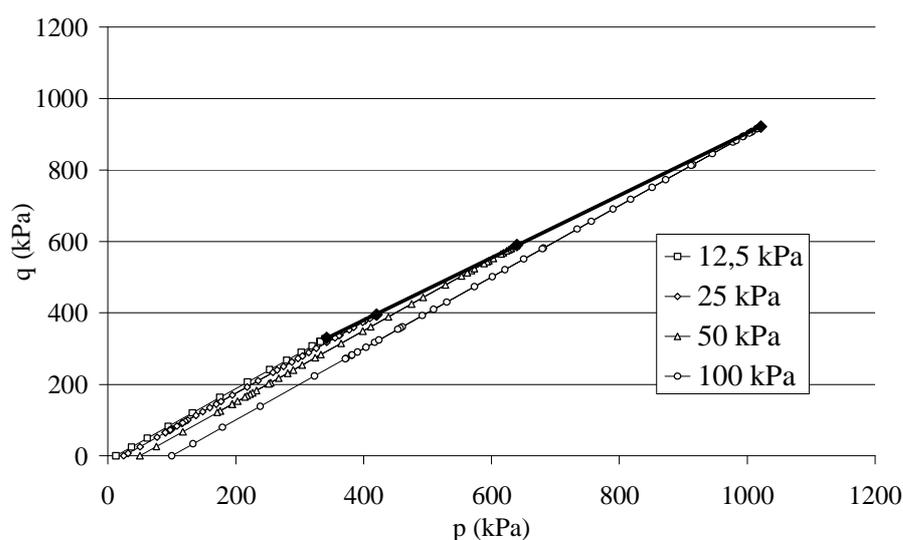
**Figura 5.14** – Envoltória de resistência ao cisalhamento para os ensaios triaxiais convencionais em corpos de prova de 10 x 20 cm

As envoltórias de ruptura obtidas a partir das trajetórias de tensões no espaço  $p \times q$  são apresentadas nas Figuras 5.15 e 5.16 para o ensaio em multiestágios e em estágio único respectivamente. Para o ensaio em multiestágios o parâmetro “a” obtido foi de 178 kPa e o parâmetro “ $\alpha$ ” foi de 24,1°. No caso dos ensaios triaxiais convencionais em estágio único o intercepto coesivo foi de 30 kPa e o ângulo de atrito interno foi de 41,1°. Os parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos nos dois tipo de ensaios seguiram o mesmo padrão da interpretação no espaço  $\tau \times \sigma$ , sendo que o intercepto coesivo foi maior para o ensaio em multiestágios e o ângulo de atrito interno foi maior para os ensaios em estágio único.

Os parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos nos ensaios segundo as interpretações nos espaços  $\sigma \times \tau$  e  $p \times q$  são apresentados na Tabela 5.13. Os parâmetros “a” e “ $\alpha$ ” transformados em “c” e “ $\phi$ ”, segundo as equações 2.22 e 2.23, também são apresentados.



**Figura 5.15** – Trajetórias de tensões e envoltória de resistência ao cisalhamento no diagrama “ $p \times q$ ” para o ensaio triaxial de carregamento monotônico em multiestágios e corpos de prova de 10 x 20 cm



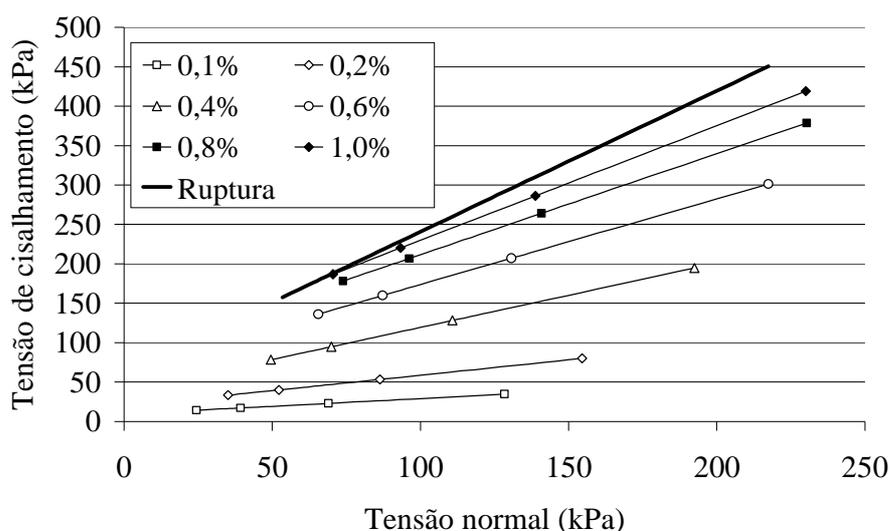
**Figura 5.16** – Trajetórias de tensões e envoltória de resistência ao cisalhamento no diagrama “ $p \times q$ ” para os ensaios triaxiais convencionais em corpos de prova de 10 x 20 cm

Nos ensaios em multiestágios a resistência ao cisalhamento foi significativamente inferior à dos triaxiais convencionais. Aparentemente, já no primeiro estágio de cisalhamento o corpo de prova sofre uma desestruturação e inicia o estágio seguinte “enfraquecido”. Esta desestruturação continua a ocorrer ao longo do ensaio tornando a resistência em cada pressão de confinamento menor em relação à obtida pelo ensaio triaxial convencional.

**Tabela 5.13** – Parâmetros de resistência ao cisalhamento segundo as interpretações nos espaços  $\sigma \times \tau$  e  $p \times q$  para corpos de prova de 10 x 20 cm

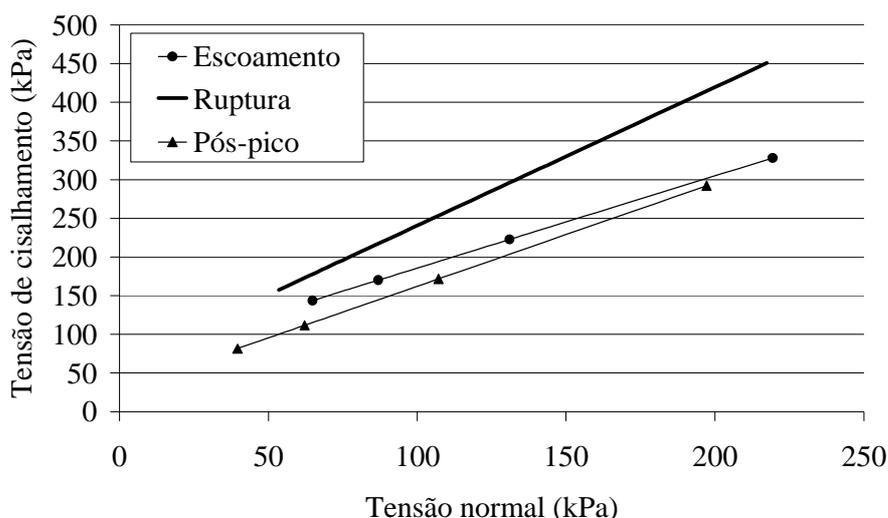
Espaço	parâmetro	multiestágios	estágio único
$\sigma \times \tau$	c	151 kPa	71 kPa
	$\phi$	38,8°	60,0°
$p \times q$	a	178 kPa	30 kPa
	$\alpha$	24,1°	41,1°
	c	199 kPa	61,8 kPa
	$\phi$	26,6°	60,7°

A Figura 5.17 apresenta as envoltórias de resistência ao cisalhamento mobilizadas para as deformações de: 0,1; 0,2; 0,4; 0,6; 0,8; 1,0% e também para a condição de ruptura. Estas envoltórias tornam-se especialmente interessantes quando se consegue relacioná-las com os ensaios triaxiais de deformações permanentes em uma análise conjunta de resistência e deformabilidade, conforme a metodologia proposta por Malysz *et al.* (2004-b). Neste tipo de análise cada envoltória é vinculada ao número de ciclos que determinado estado de tensões atinge o critério de ruptura. Já foi observado que este não é um procedimento simples e, especialmente quando se tem um grande número de ensaios, esta relação é difícil de ser obtida.



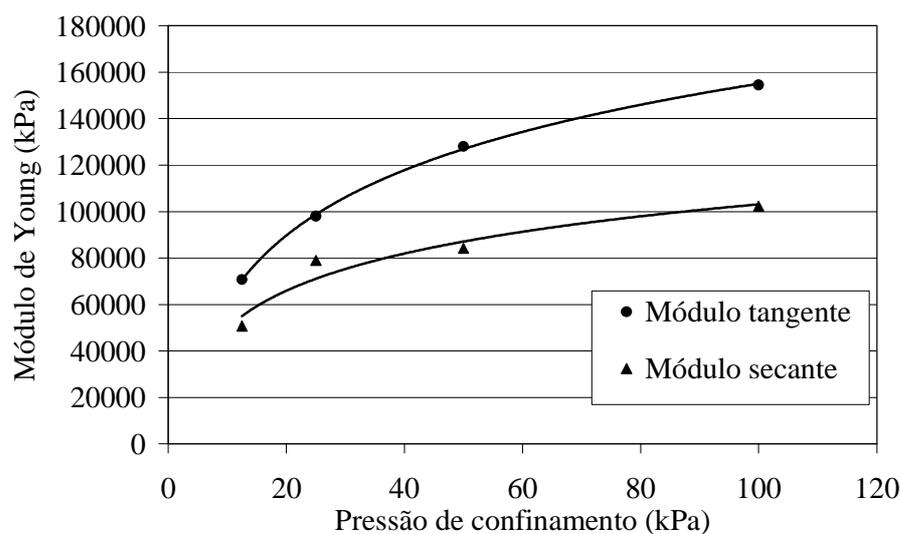
**Figura 5.17** – Envoltória de resistência ao cisalhamento mobilizadas para os ensaios triaxiais convencionais em corpos de prova de 10 x 20 cm

Também foram obtidas as envoltórias de escoamento e de pós-pico para os ensaios triaxiais convencionais. Como em pavimentos os carregamentos são cíclicos, na maioria das vezes a ruptura da camada ocorre mesmo para estados de tensões muito abaixo da envoltória de ruptura. Por este motivo pode ser interessante observar como se comportam os materiais em relação a estas condições. As envoltórias de resistência ao cisalhamento para as condições de escoamento, ruptura e pós-pico são apresentadas pela Figura 5.18.



**Figura 5.18** – Envoltória de resistência ao cisalhamento mobilizadas para os ensaios triaxiais convencionais em corpos de prova de 10 x 20 cm, nas condições de escoamento, ruptura e pós-pico

Os módulos de Young tangente e secante são apresentados pela Figura 5.19 em função da pressão de confinamento. Os módulos de elasticidade tangente e secante são mais próximos entre si para as pressões de confinamento mais baixas. A partir do confinamento de 50 kPa os valores começam a se distanciar e os módulos secantes tendem a aumentar menos que os tangentes quando a pressão de confinamento se eleva. Os pontos experimentais parecem se ajustar bem com um modelo logarítmico. Malysz (2004) utilizou modelos lineares para este ajuste e obteve coeficientes de determinação ( $R^2$ ) superiores a 0,93 para britas uniformes ou brita graduada com deficiência de compactação. A mesma eficiência não foi verificada para o caso de brita graduada bem compactada, para o qual o ajuste logarítmico foi mais eficiente, concordando com os resultados obtidos nesta tese. Os parâmetros do modelo são apresentados na Tabela 5.14.



**Figura 5.19** – Módulos de Young tangente e secante obtidos nos ensaios triaxiais convencionais em corpos de prova de 10 x 20 cm

$$E = a \times \ln(\sigma_3) - b \quad (4.1)$$

Onde:

- E é o Módulo de Young
- $\sigma_3$  é a pressão de confinamento
- a e b são parâmetros de regressão estatística

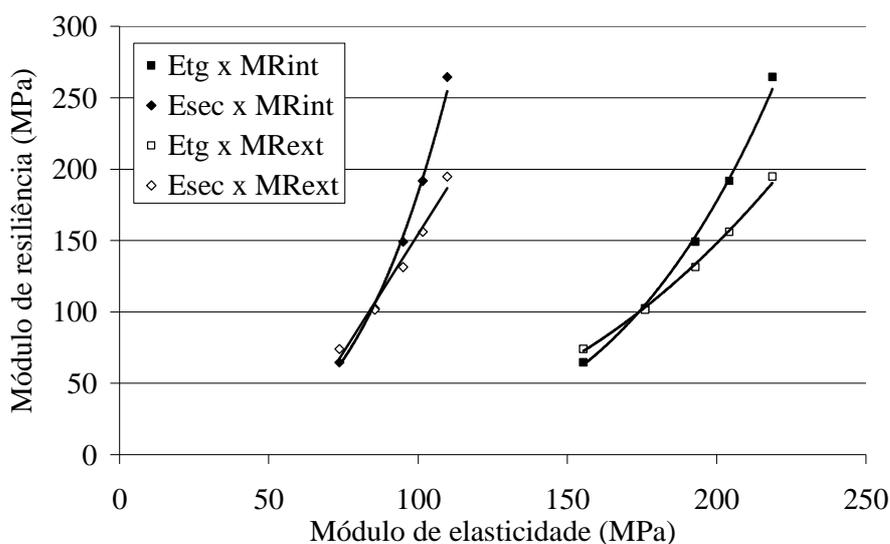
**Tabela 5.14** – Parâmetros de regressão estatística para os ajustes de Módulo de Young em função da pressão de confinamento para corpos de prova de 10 x 20 cm

Parâmetro	Módulo tangente ( $E_{tg}$ )	Módulo secante ( $E_{sec}$ )
a	40577	23113
b	31831	3307
$R^2$	0,9995	0,9335

As análises em função do módulo inicial  $E_0$ , segundo o mesmo procedimento apresentado por Dias *et.al.* (2007), não foram bem sucedidas. Os resultados mostram-se incoerentes, inclusive com interceptos (parâmetro a da equação (4.5)) negativos. Possivelmente os ajustes mal sucedidos estejam relacionados com a utilização de transdutores

de deslocamento posicionado externamente à câmara triaxial. A instrumentação externa sabidamente não representa bem as deformações iniciais, fundamentais neste tipo de análise.

Uma relação interessante de ser observada é entre o módulo de resiliência e os módulos de Young, sejam eles tangentes, secantes ou iniciais. A Figura 5.20 apresenta as relações obtidas para os módulos estimados para as pressões de confinamento de 21, 35, 53, 70 e 100 kPa. Os módulos foram calculados a partir de seus respectivos modelos e as pressões de confinamento foram escolhidas de forma que houvesse apenas interpolações (sem extrapolações). Procedimento semelhante foi realizado por Malysz (2004) obtendo ajustes lineares. As relações observadas nesta tese mostraram-se ligeiramente curvas sendo melhor ajustadas pelo modelo potencial da equação (5.1) cujos parâmetros de regressão são apresentados na Tabela 5.15. Os coeficientes de determinação  $R^2$  são sempre acima de 0,99, porém isto está mais relacionado com o fato de a relação ter sido obtida com módulos calculados a partir dos respectivos modelos do que com a eficiência do ajuste.



**Figura 5.20** – Relação entre os módulos de Young e de resiliência para corpos de prova de 10 x 20 cm

$$MR = a \cdot E^b \quad (5.1)$$

Onde:

- MR é o módulo de resiliência
- E é o Módulo de Young (tangente, secante ou inicial)
- a e b são parâmetros de regressão estatística

**Tabela 5.15** – Parâmetros de regressão estatística para os ajustes de Módulo de Resiliência em função do Módulo de Young em corpos de prova de 10 x 20 cm

<b>Comparação</b>	<b>a</b>	<b>b</b>
$MR_{int} \times E_{tg}$	$3,357 \times 10^{-8}$	4,105
$MR_{int} \times E_{sec}$	$1,685 \times 10^{-5}$	3,519
$MR_{ext} \times E_{tg}$	$4,787 \times 10^{-5}$	2,821
$MR_{ext} \times E_{sec}$	$2,214 \times 10^{-3}$	2,418

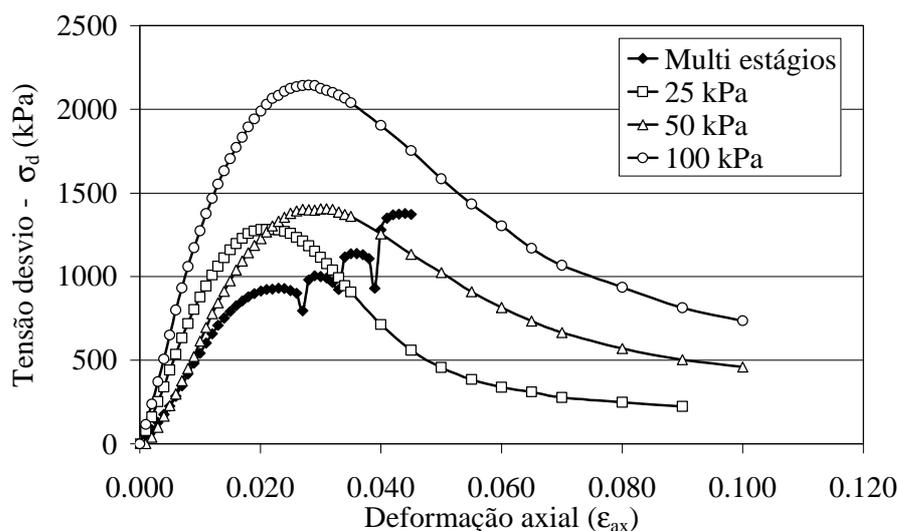
### 5.2.2 Ensaio em corpos de prova de 25 x 50 cm

Os ensaios de resistência ao cisalhamento em corpos de prova de 25 x 50 cm foram realizados segundo o mesmo procedimento adotado para os corpos de prova de 10 x 20 cm. As características dos ensaios e os parâmetros de compactação são apresentados pela Tabela 5.16.

**Tabela 5.16** – Dados da compactação dos corpos de prova de 25 x 50 cm utilizados nos ensaios triaxiais de carregamento monotônico

<b>Ensaio triaxial</b>	<b>Pressão de confinamento (kPa)</b>	<b>Teor de umidade (%)</b>	<b>Peso específico aparente seco (kN/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Grau de compactação (%)</b>
Multiestágios	12, 25, 50 e 100	4,42	24,22	97,3
Convencional	25	4,12	24,42	98,1
Convencional	50	4,25	24,12	96,9
Convencional	100	3,81	23,64	96,9

As curvas tensão x deformação obtidas são apresentadas na Figura 5.21. Observou-se que a curva do ensaio com pressão de confinamento de 50 kPa apresentou um padrão ligeiramente diferente das demais. Este padrão diferenciado se refletirá nos cálculos dos módulos de Young como foi verificado posteriormente. No entanto, as tensões de ruptura seguiram o padrão esperado, sendo que as rupturas para o carregamento em multiestágios ocorreram sempre com cargas mais baixas.

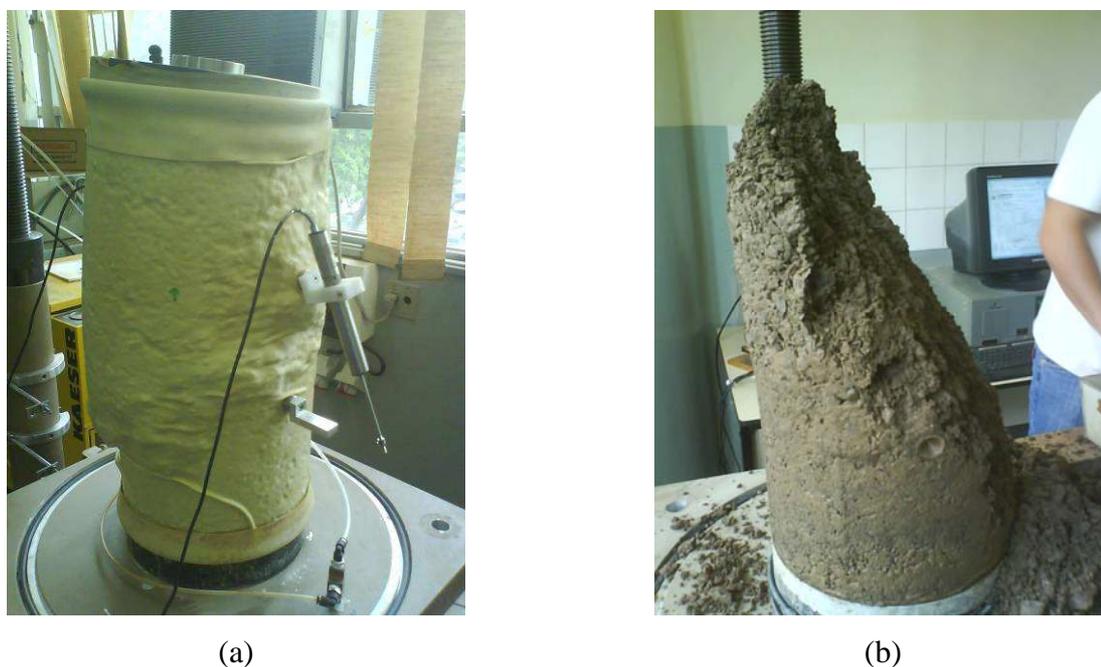


**Figura 5.21** – Curvas tensão deformação em corpos de prova de 25 x 50 cm em multiestágios e estágio único

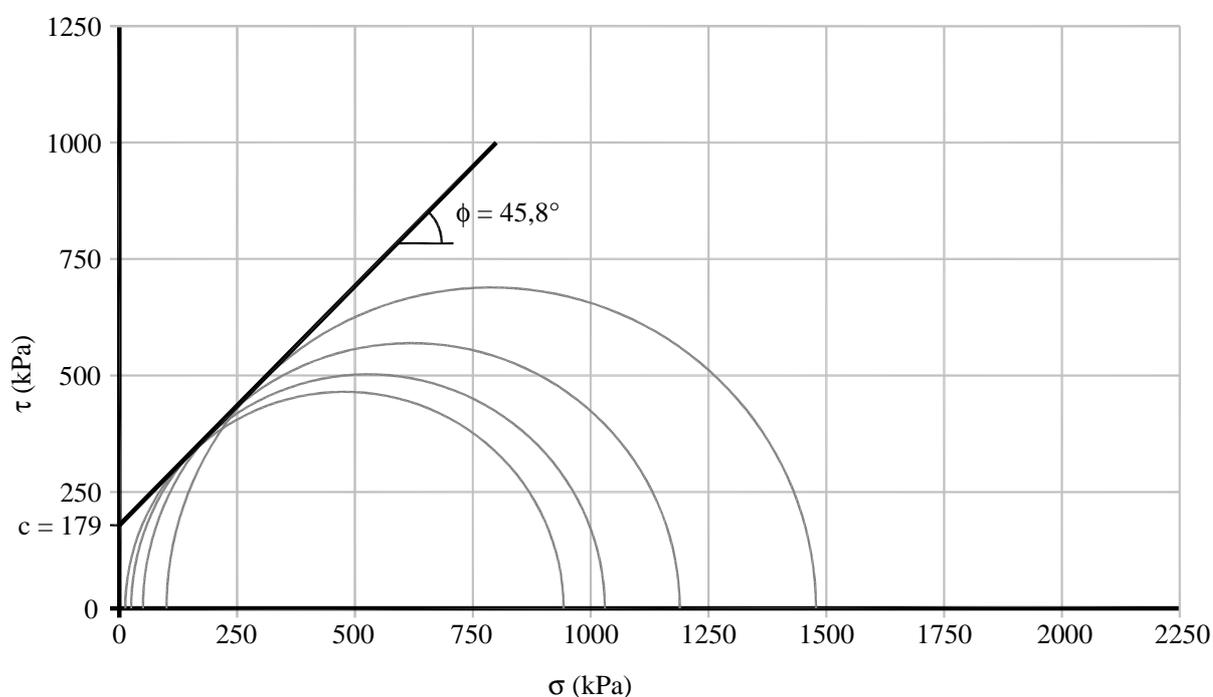
As rupturas dos corpos de prova de 25 x 50 cm ocorreram com formação de plano de cisalhamento em todos os ensaios realizados. No caso dos ensaios em corpos de prova de 10 x 20 cm, o plano de cisalhamento foi observado apenas para o ensaio com pressão de confinamento de 100 kPa. A Figura 5.22 (a) apresenta um dos corpos de prova rompidos, ainda com a membrana instalada e com vácuo de 10 kPa, permitindo a visualização da superfície de ruptura. O deslocamento das duas partes do corpo de prova ao longo da superfície de ruptura provoca um giro nos suportes dos LVDTs internos, como é possível observar na Figura 5.22 (a). Sendo assim, os seus valores só podem ser considerados para deslocamentos muito pequenos, sempre inferiores à deformação de ruptura. A curva completa foi obtida a partir do LVDT externo. Ao se retirar o vácuo aplicado e posteriormente a membrana, a parte de cima do corpo de prova deslizou pela superfície de ruptura, restando a parte inferior conforme apresentado pela Figura 5.22 (b). Este comportamento foi observado nos quatro ensaios realizados.

As envoltórias de ruptura obtidas a partir dos círculos de Mohr no espaço  $\sigma \times \tau$  são apresentadas nas Figuras 5.23 e 5.24 para ensaio em multiestágios e triaxiais convencionais respectivamente. Para o ensaio em multiestágios o intercepto coesivo obtido foi de 179 kPa e o ângulo de atrito interno foi de  $45,8^\circ$ . No caso dos ensaios triaxiais convencionais o intercepto coesivo foi de 142 kPa e o ângulo de atrito interno foi de  $58,4^\circ$ . Os parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos nos dois tipo de ensaios foram consideravelmente

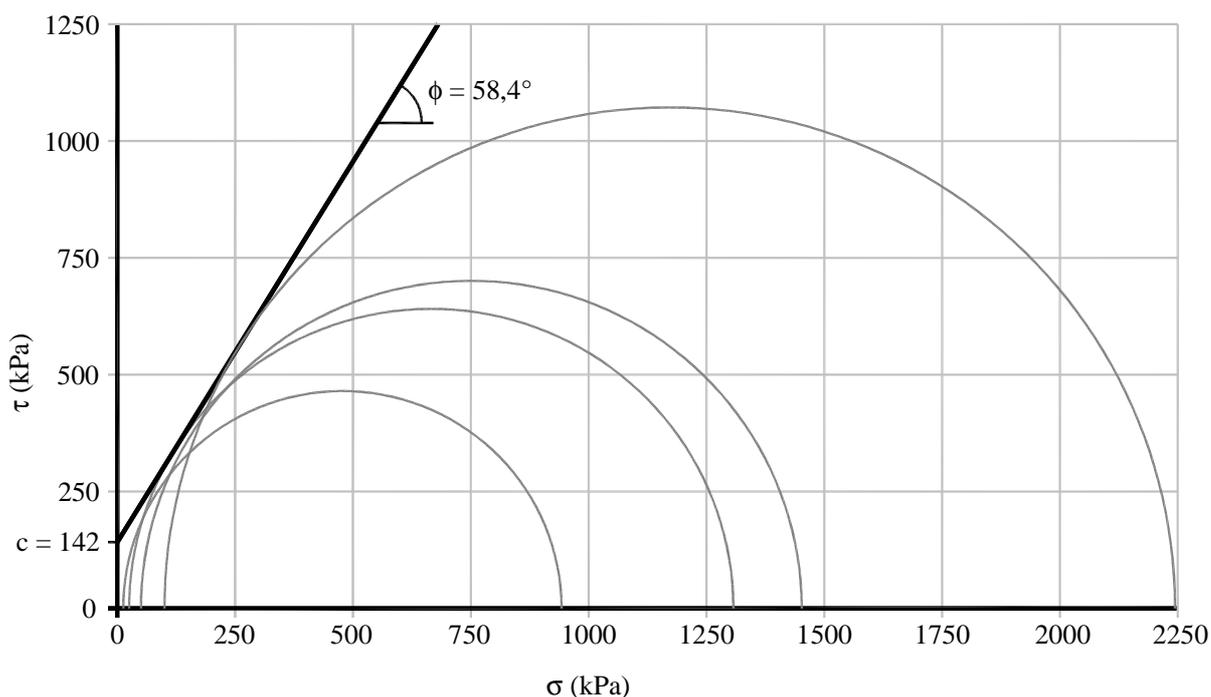
diferentes, sendo que o intercepto coesivo foi maior para o ensaio em multiestágios e o ângulo de atrito interno foi maior para os ensaios triaxiais convencionais.



**Figura 5.22** – Ruptura por cisalhamento observado nos ensaios monotônicos em corpos de prova de 25 x 50 cm: (a) com membrana e vácuo e (b) sem a membrana



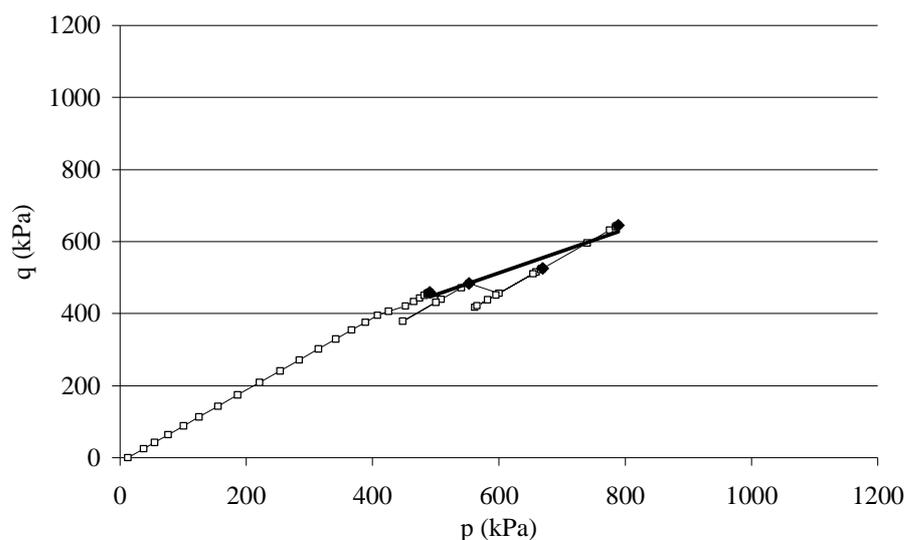
**Figura 5.23** – Envoltória de resistência ao cisalhamento para o ensaio triaxial de carregamento monotônico em multiestágios e corpo de prova de 25 x 50 cm



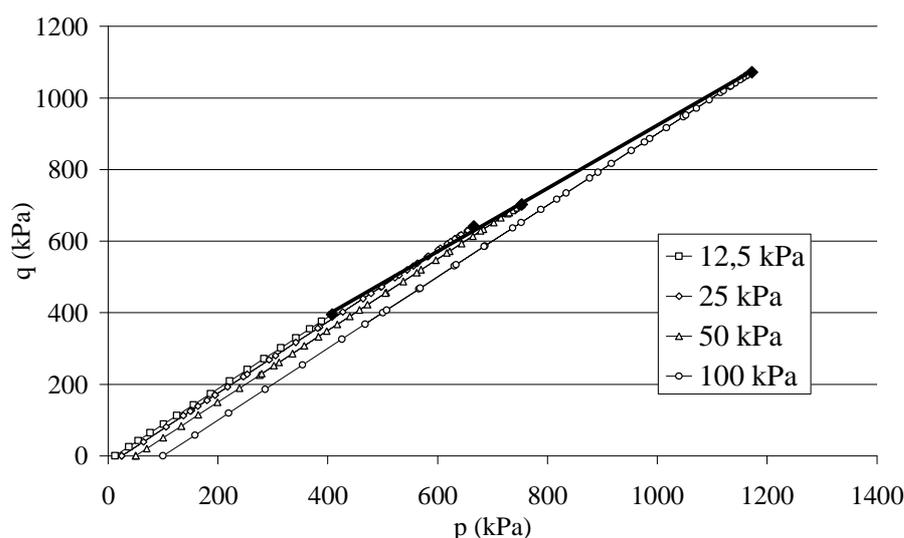
**Figura 5.24** – Envoltória de resistência ao cisalhamento para o ensaio triaxial convencional em corpos de prova de 25 x 50 cm

As envoltórias de ruptura obtidas a partir das trajetórias de tensões no espaço  $p \times q$  são apresentadas nas Figuras 5.25 e 5.26 para ensaio em multiestágios e para os triaxiais convencionais respectivamente. Para o ensaio em multiestágios o parâmetro “a” obtido foi de 150 kPa e o parâmetro “ $\alpha$ ” foi de  $31,2^\circ$ . No caso dos ensaios triaxiais convencionais o parâmetro “a” foi de 34 kPa e o parâmetro “ $\alpha$ ” foi de  $41,6^\circ$ . Os parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos nos dois tipos de ensaios seguiram o mesmo padrão da interpretação no espaço  $\tau \times \sigma$ , sendo que o intercepto coesivo foi maior para o ensaio em multiestágios e o ângulo de atrito interno foi maior para os ensaios triaxiais convencionais.

Os parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos nos ensaios segundo as interpretações nos espaços  $\sigma \times \tau$  e  $p \times q$  são apresentados na Tabela 5.17. Os parâmetros “a” e “ $\alpha$ ” transformados em “c” e “ $\phi$ ”, segundo as equações 2.5 e 2.6, também são apresentados.



**Figura 5.25** – Trajetórias de tensões e envoltória de resistência ao cisalhamento no diagrama “p x q” para o ensaio triaxial de carregamento monotônico em multiestágios e corpos de prova de 25 x 50 cm

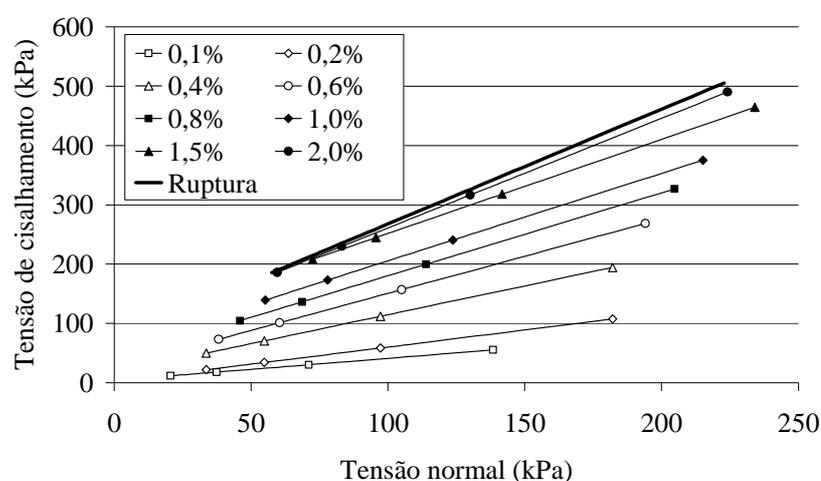


**Figura 5.26** – Trajetórias de tensões e envoltória de resistência ao cisalhamento no diagrama “p x q” para o ensaio triaxial convencional em corpos de prova de 25 x 50 cm

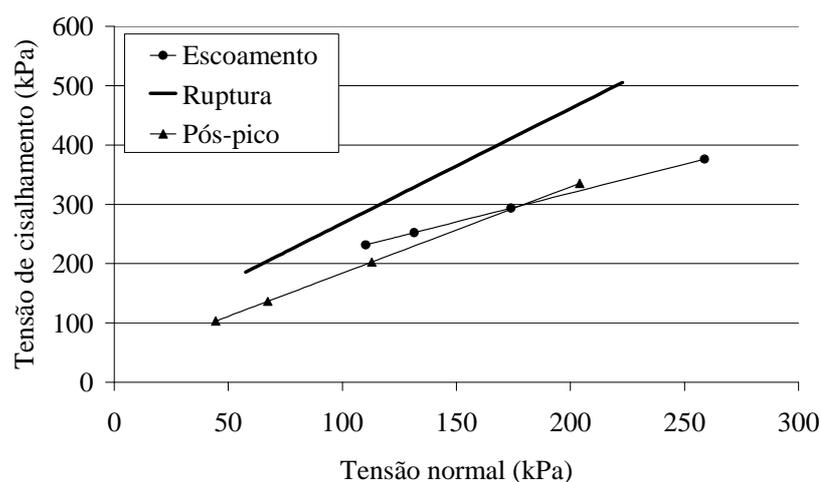
As envoltórias de resistência ao cisalhamento mobilizadas também foram obtidas para os ensaios em corpos de prova de 25 x 50 cm. Porém como neste caso as deformações de ruptura foram maiores, a análise foi estendida para as deformações de: 0,1; 0,2; 0,4; 0,6; 0,8; 1,0; 1,5; 2,0% e também para a condição de ruptura. Na Figura 5.27 são apresentados os resultados obtidos. Também foram obtidas as envoltórias de escoamento e de pós-pico para os ensaios triaxiais convencionais para os ensaios em corpos de prova de 25 x 50 cm, conforme mostrado na Figura 5.28.

**Tabela 5.17** – Parâmetros de resistência ao cisalhamento segundo as interpretações nos espaços  $\sigma \times \tau$  e  $p \times q$  para corpos de prova de 25 x 50 cm

Espaço	parâmetro	multiestágios	estágio único
$\sigma \times \tau$	c	179 kPa	142 kPa
	$\phi$	45,8°	58,4°
$p \times q$	a	150 kPa	34 kPa
	$\alpha$	31,2°	41,6°
	c	189 kPa	74 kPa
	$\phi$	37,2°	62,7°

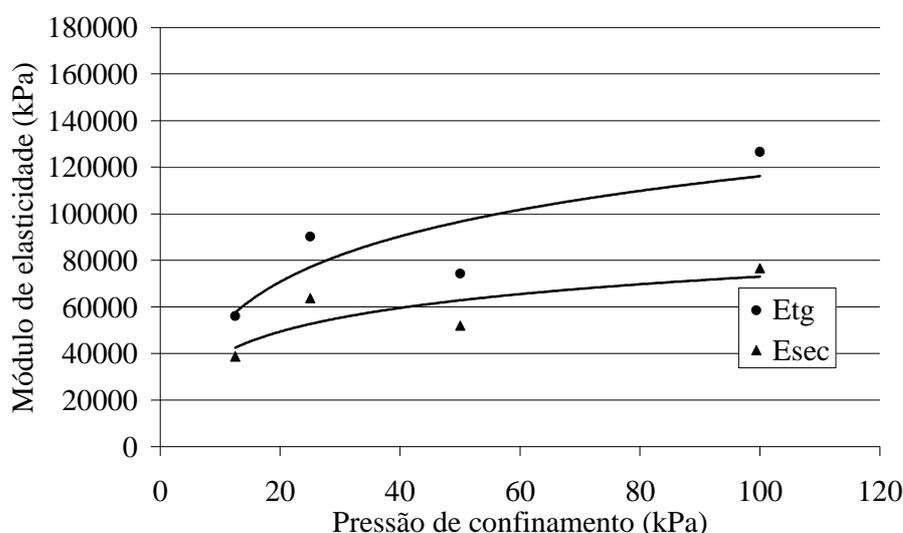


**Figura 5.27** – Envoltórias de resistência ao cisalhamento mobilizadas para os ensaios triaxiais convencionais em corpos de prova de 25 x 50 cm



**Figura 5.28** – Envoltória de resistência ao cisalhamento mobilizadas para os ensaios triaxiais convencionais em corpos de prova de 25 x 50 cm, nas condições de escoamento, ruptura e pós-pico

Os módulos de Young tangente e secante são apresentados pela Figura 5.29 em função da pressão de confinamento. Os módulos de elasticidade tangente e secante são mais próximos entre si para as pressões de confinamento mais baixas também para corpos de prova de 25 x 50 cm. Os pontos experimentais se ajustam bem com um modelo logarítmico, da mesma forma que os ensaios em corpos de prova de 10 x 20 cm e dos ensaios em brita graduada com grau de compactação de 100 % de Malysz (2004). Os parâmetros dos modelos são apresentados pela Tabela 5. 18.



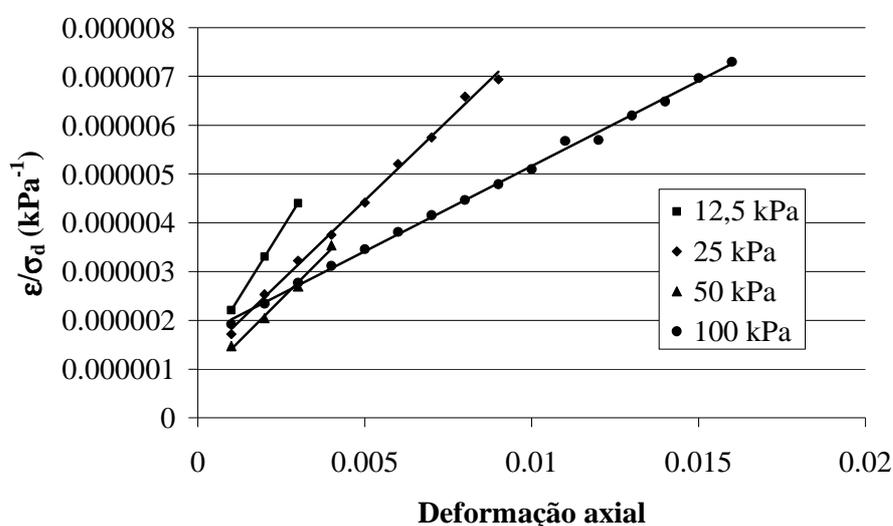
**Figura 5.29** – Módulos de Young tangente e secante obtidos nos ensaios triaxiais convencionais em corpos de prova de 25 x 50 cm

**Tabela 5.18** – Parâmetros de regressão estatística para os ajustes de Módulo de Young em função da pressão de confinamento para corpos de prova de 25 x 50 cm

Parâmetro	Módulo tangente (E <sub>tg</sub> em kPa)	Módulo secante (E <sub>sec</sub> em kPa)
a	28186	14674
b	13675	5433
R <sup>2</sup>	0,7098	06575

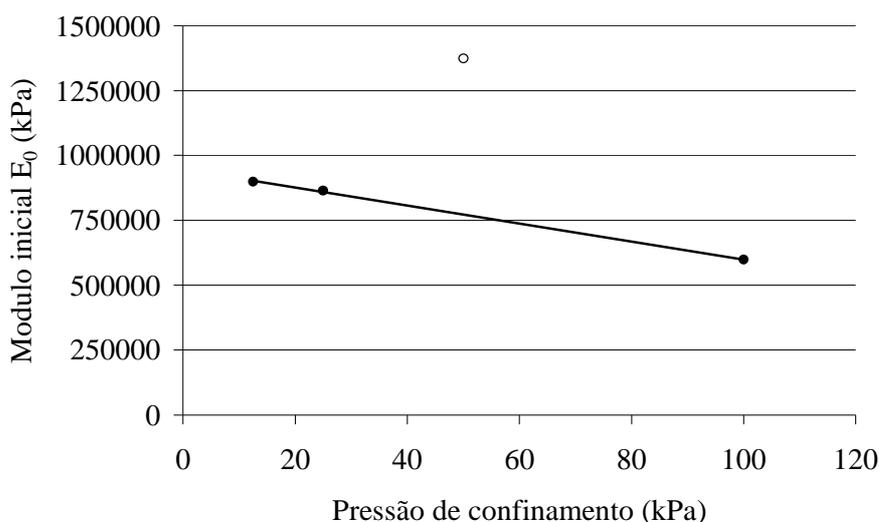
Para a obtenção dos módulos de elasticidade iniciais E<sub>0</sub>, segundo o procedimento utilizado por Dias *et al.* (2007), os cálculos foram executados para os deslocamentos medidos com instrumentação externa e interna. O procedimento, executado para os deslocamentos

obtidos com LVDTs posicionados fora da câmara triaxial, apresentou resultados semelhantes aos obtidos para os corpos de prova de 10 x 20 cm. Os resultados não puderam ser bem ajustados e também apresentaram interceptos (parâmetro “a” da equação (4.5)) negativos. Para as deformações obtidas com a instrumentação interna o procedimento resultou nas curvas apresentadas pela Figura 5.30. Observa-se que os modelos lineares ajustam bem os pontos experimentais. Porém a curva obtida para a pressão de confinamento de 50 kPa apresentou intercepto e declividade incoerente com os demais. Daí conclui-se que alguma contradição ocorreu na obtenção dos deslocamentos deste ensaio, já que nas curvas tensão versus deformação da Figura 5.21 foi observada incoerência semelhante.



**Figura 5.30** – Ajustes para a obtenção do módulo de elasticidade inicial em corpos de prova de 25 x 50 cm

A partir dos ajustes apresentados pela Figura 5.30 foram calculados os módulos de elasticidade iniciais  $E_0$  para as pressões de confinamento dos ensaios. Dias *et al.* (2007) sugerem um modelo de ajuste potencial para os resultados. Porém, excluindo-se o resultado obtido para a pressão de confinamento de 50 kPa, os resultados obtidos nesta tese apresentaram comportamento linear, conforme a Figura 5.31. Os materiais avaliados por Dias *et al.* (2007) apresentaram  $E_0$  diminuindo com o aumento da pressão de confinamento, assim como os obtidos nesta tese. O valor obtido para a pressão de confinamento de 50 kPa, representado pelo círculo vazado na Figura 5.31, mostrou-se claramente fora da tendência dos demais e, por este motivo, foi excluído da análise.



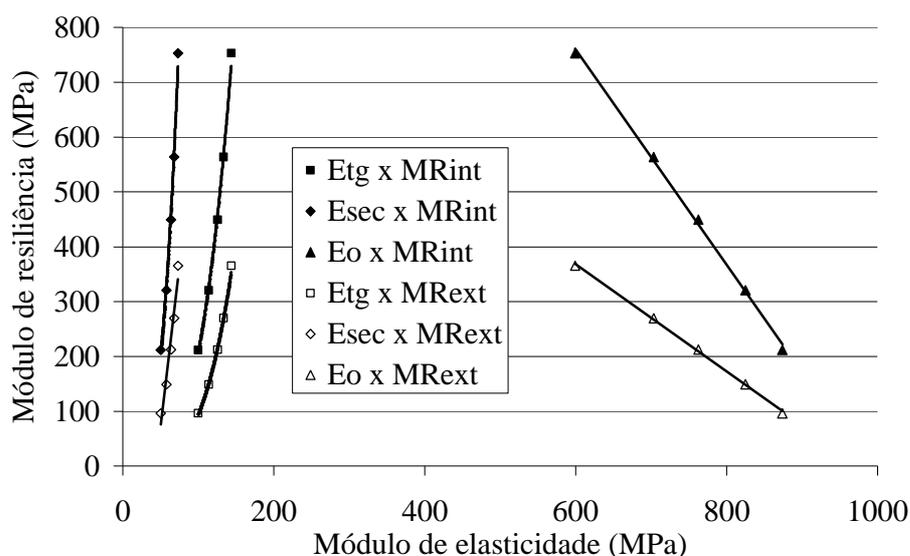
**Figura 5.31** – Módulo de elasticidade inicial em corpos de prova de 25 x 50

Para os ensaios em corpos de prova de 25 x 50 cm, além da relação entre os módulos de resiliência e os de Young tangente e secante, também foi obtida a relação para o módulo de elasticidade inicial. Todas as relações foram obtidas para LVDTs internos e externos. Os módulos de Young tangente e secante mostraram o mesmo tipo de relação com os módulos de resiliência que nos ensaios em corpos de prova de 10 x 20 cm. Portanto o ajuste foi feito segundo o mesmo modelo potencial (5.1) já apresentado. Já os módulos de elasticidade iniciais apresentaram uma relação linear conforme o modelo (5.2). Os parâmetros de ambos os modelos são apresentados na Tabela 5.19. Novamente os coeficientes de determinação  $R^2$  são elevados, porém, como já comentado, isto se deve ao cálculo dos módulos a partir dos seus respectivos modelos. Os resultados são apresentados pela Figura 5.32.

$$MR = c + d \cdot E \quad (5.2)$$

Onde:

- MR é o módulo de resiliência
- E é o Módulo de Young (tangente, secante ou inicial)
- c e d são parâmetros de regressão estatística



**Figura 5.32** – Relação entre os módulos de Young e de resiliência em corpos de prova de 25 x 50

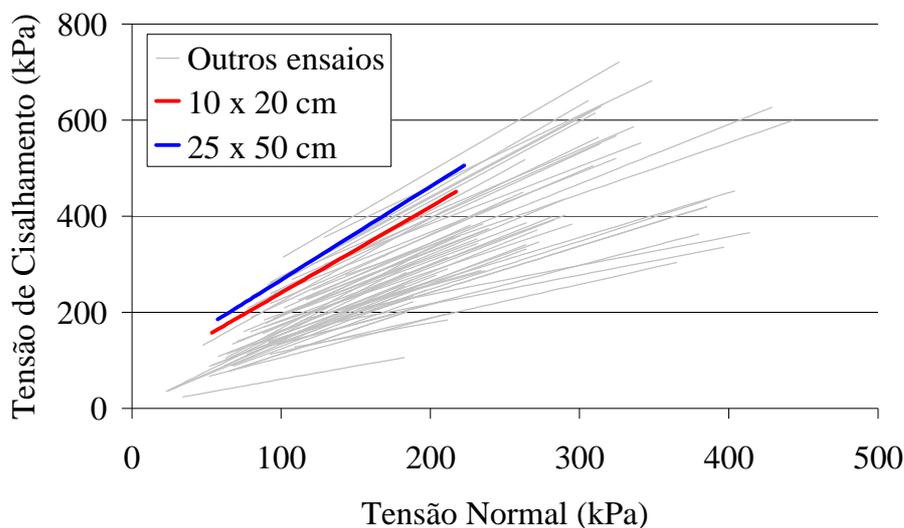
**Tabela 5.19** – Parâmetros de regressão estatística para os ajustes de Módulo de Resiliência em função do Módulo de Young em corpos de prova de 25 x 50 cm

<b>Equação (5.1)</b>	<b>a</b>	<b>b</b>
$MR_{int} \times E_{tg}$	$2,606 \times 10^{-5}$	3,453
$MR_{int} \times E_{sec}$	$4,028 \times 10^{-4}$	3,358
$MR_{ext} \times E_{tg}$	$5,306 \times 10^{-6}$	3,627
$MR_{ext} \times E_{sec}$	$9,420 \times 10^{-5}$	3,528
<b>Equação (5.2)</b>	<b>c</b>	<b>d</b>
$MR_{int} \times E_0$	1939	-1,965
$MR_{ext} \times E_0$	954,2	-0,9774

### 5.2.3 Considerações finais sobre os ensaios de carregamento monotônico

Neste item foram apresentados e analisados os resultados dos ensaios triaxiais de carregamento monotônico em corpos de prova de 10 x 20 cm e de 25 x 50 cm. Estes ensaios contaram com leituras de deslocamentos iniciais medidas internamente à câmara triaxial e leituras externas para os deslocamentos maiores. A resistência ao cisalhamento foi analisada segundo os espaços de tensões “ $\sigma \times \tau$ ” de Mohr-Coulomb e “ $p \times q$ ” de Lambe e Whitman (1969). Os parâmetros de resistência ao cisalhamento de Mohr-Coulomb são mais usuais, porém a sua determinação sofre alguma influência do operador no ajuste da envoltória aos

círculos de Mohr. Então sugere-se que as envoltórias sejam determinadas no espaço  $p \times q$  e após os seus parâmetros transformados segundo as equações (2.22) e (2.23). A Figura 5.33 apresenta os resultados dos ensaios triaxiais convencionais e ao fundo os resultados obtidos em outras pesquisas, realizadas em diversos países, conforme descrito no Capítulo 2.



**Figura 5.33** – Apresentação das envoltórias de ruptura obtidas nesta tese em comparação com os resultados observados na bibliografia consultada

Os parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos em corpos de prova de 10 x 20 cm e 25 x 50 cm foram muito parecidos, sendo ligeiramente superiores para os corpos de prova de maiores dimensões. Observou-se também que os resultados obtidos nesta tese apresentam-se na porção superior dos resultados observados na bibliografia internacional. Isto não surpreende, já que muitas vezes, as avaliações de resistência ao cisalhamento são realizadas para materiais que não atendem as especificações tradicionais e possuem características e desempenho inferiores às britas bem graduadas. Ainda, foram obtidas envoltórias de resistência ao cisalhamento para as condições de deformações inferiores à de ruptura, além da condição de escoamento e de pós-pico.

Também foram realizadas análises dos módulos de elasticidade tangente, secante e inicial e as suas relações com a pressão de confinamento. A obtenção do módulo de elasticidade inicial  $E_0$  só foi possível para os ensaios realizados com instrumentação interna, ou seja, os ensaios de grande porte. Os resultados apresentaram uma relação linear com a pressão de confinamento. Já os módulos de Young tangente e secante apresentaram uma relação logarítmica. Por fim os módulos de elasticidade foram correlacionados com os

módulos de resiliência, obtendo relações lineares para o módulo inicial e potenciais para os módulos tangente e secante.

### 5.3 Ensaios de deformações permanentes

Este item descreve os resultados obtidos em ensaios de deformações permanentes ajustando os valores obtidos segundo os modelos apresentados no Capítulo 2. Diversas comparações são realizadas de forma a avaliar os resultados dos ensaios, a metodologia utilizada para medir os deslocamentos e o desempenho dos modelos utilizados.

#### 5.3.1 Resultados de ensaios em corpos de prova de 10 x 20 cm

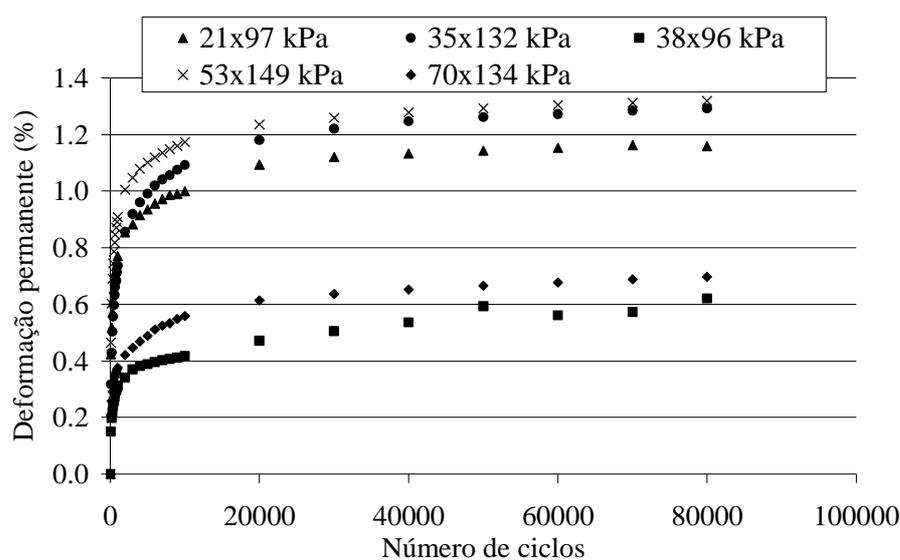
Os ensaios de deformações permanentes em corpos de prova de 10 x 20 cm foram realizados segundo o procedimento apresentado no item 4.6. Para esta campanha de ensaios foram moldados 12 corpos de prova, sendo que 7 foram submetidos a multiestágios de carregamento e 5 a um único estágio.

Os ensaios em estágio único foram denominados “DP EU  $\sigma_3 \times \sigma_d$  kPa” e os ensaios em multiestágios “DP ME  $\sigma_3 \times \sigma_d$  kPa”. As características dos ensaios e os parâmetros de compactação são apresentados pela Tabela 5.20. Observa-se que o ensaio “DP ME<sub>desc</sub> 319 kPa” foi realizado em estágios de pressão confinante decrescente e não como os demais, com estágios de tensão desvio crescentes.

Os resultados dos ensaios triaxiais de deformações permanentes em estágio único em corpo de prova de 10 x 20 cm são apresentados pela Figura 5.34. Os pares de tensões escolhidos permitem a verificação de diversos parâmetros nos resultados obtidos. As pressões de confinamento utilizadas foram 21, 35, 53 e 70 kPa, valores que também foram utilizados nos ensaios de módulo de resiliência. A tensão desvio de cada ensaio foi escolhida de forma fossem obtidas relações  $\sigma_d/\sigma_3$  de aproximadamente 2, 3, 4 e 5. Em um dos ensaios a pressão de confinamento assumiu um valor inesperado (38 kPa), ainda assim o seu resultado é apresentado com os demais, com tensão desvio de 96 kPa ( $\sigma_d/\sigma_3 = 2,5$ ).

**Tabela 5.20** – Dados da compactação dos corpos de prova de 10x20 cm utilizados nos ensaios triaxiais de deformações permanentes

Ensaio triaxial	Teor de umidade (%)	Peso específico aparente seco ( $\text{kN/m}^3$ )	Grau de compactação (%)
DP EU 21x97 kPa	3,8	23,74	95,4
DP EU 34x132 kPa	4,0	24,07	96,7
DP EU 38x96 kPa	3,9	23,94	96,1
DP EU 53x149 kPa	3,9	23,88	95,9
DP EU 70x134 kPa	3,7	24,18	97,1
DP ME 21 kPa	4,1	24,20	97,2
DP ME 35 kPa	3,8	23,65	95,0
DP ME 53 kPa	3,9	23,91	96,0
DP ME 70 kPa	4,4	23,94	96,2
DP ME 105 kPa	4,6	23,55	94,6
DP ME 150 kPa	4,7	23,45	94,2
DP ME <sub>desc</sub> 319 kPa	3,9	23,43	94,1



**Figura 5.34** – Evolução de deformações permanentes em estágio único para corpos de prova de 10 x 20 cm

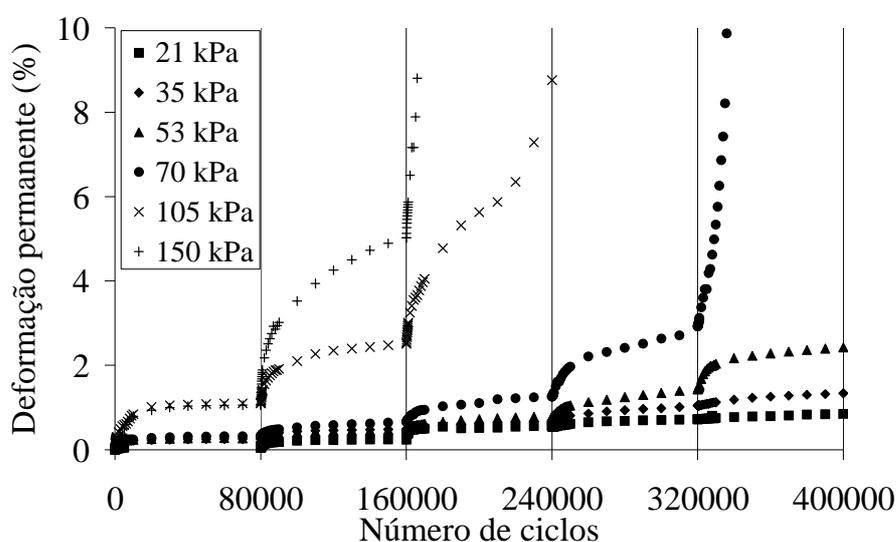
Como base nos resultados apresentados na Figura 5.34, pode-se afirmar que:

- a) As maiores deformações permanentes foram registradas no ensaio com a maior tensão desvio (149 kPa), ainda que a pressão de confinamento fosse relativamente elevada (53 kPa).
- b) Por outro lado as menores deformações permanentes foram registradas no ensaio com a menor tensão desvio (96 kPa), sendo que a pressão de confinamento utilizada foi de 38 kPa.
- c) Outro ensaio com tensão desvio semelhante ao analisado na letra b), neste caso 97 kPa, apresentou deformações permanentes mais elevadas, o que pode ser justificado pela pressão de confinamento de apenas 21 kPa, a menor desta seqüência de ensaios.
- d) Resultados intermediários foram obtidos para as tensões desvio de 132 e 134 kPa, para os quais a pressão de confinamento de 70 kPa parece ter inibido o aparecimento das deformações permanentes, sendo estas expressivamente inferiores ao caso com confinamento de 34 kPa.
- e) Segundo os resultados obtidos, o estado de tensões absoluto (pressão de confinamento e tensão desvio) se mostrou mais influente do que a relação  $\sigma_d/\sigma_3$ . Em outras palavras, o aumento da tensão desvio tende a acentuar o aparecimento de deformações permanentes, o aumento de pressão de confinamento tende a inibi-las. A interação entre tensão desvio e pressão de confinamento apresenta pouca influência nos resultados, já que são obtidas deformações permanentes bem diferentes para relações semelhantes. Os ensaios DP EU 38 x 96 kPa ( $\sigma_d/\sigma_3 = 2,5$ ) e 53 x 149 kPa ( $\sigma_d/\sigma_3 = 2,8$ ) apresentaram deformações permanentes da ordem de 0,6% e 1,3%, respectivamente a menor e a maior observadas na Figura 5.34.

Os ensaios de deformações permanentes em multiestágios utilizando corpos de prova de 10 x 20 cm foram realizados com pressões de confinamento de 21, 35, 53 e 70 kPa, as mesmas dos ensaios em estágio único e também utilizadas nos ensaios de módulo de resiliência. Cada ensaio foi realizado em cinco estágios, com tensões desvio de aproximadamente 1, 2, 3, 4 e 5 vezes a pressão de confinamento. Adicionalmente, foram realizados ensaios para as pressões de confinamento de 105 e 150 kPa (só para os corpos de prova de 10 x 20) segundo as mesmas relações  $\sigma_d/\sigma_3$  anteriormente mencionadas. Os

resultados obtidos são apresentados na Figura 5.35 com as curvas típicas em formato de escada.

O primeiro estágio de carregamento fornece resultados que, a rigor, são ensaios em estágio único e podem ser comparados com os demais da Figura 5.34. As curvas foram obtidas para pares de tensões em que a tensão desvio tem o valor mais próximo possível da pressão de confinamento. Os resultados não ultrapassam os 0,5% de deformações permanentes no primeiro estágio das pressões de confinamento de 21, 35, 53 e 70 kPa, apresentando portanto deformações permanentes inferiores àquelas da Figura 5.34.



**Figura 5.35** – Evolução das deformações permanentes em ensaios multiestágios para corpos de prova de 10 x 20 cm

De acordo com os resultados apresentados na Figura 5.35, pode-se afirmar que:

- No ensaio realizado com pressão de confinamento de 21 kPa, portanto com as menores tensões desvio, mediram-se as menores deformações permanentes em todos os estágios de carregamento.
- Os resultados obtidos para os estados de tensões de 105 x 98 kPa e 150 x 146 kPa (primeiro estágio) foram muito semelhantes. Para os outros estágios os resultados se mostraram dentro do esperado.
- Nos ensaios com pressões de confinamento de 35, 53 e 70 kPa alguns resultados inesperados ocorreram nos dois primeiros estágios. No primeiro estágio os resultados foram mais razoáveis, porém as curvas obtidas para os confinamentos de 35 e 53 kPa foram muito próximas. O mesmo ocorreu no segundo estágio,

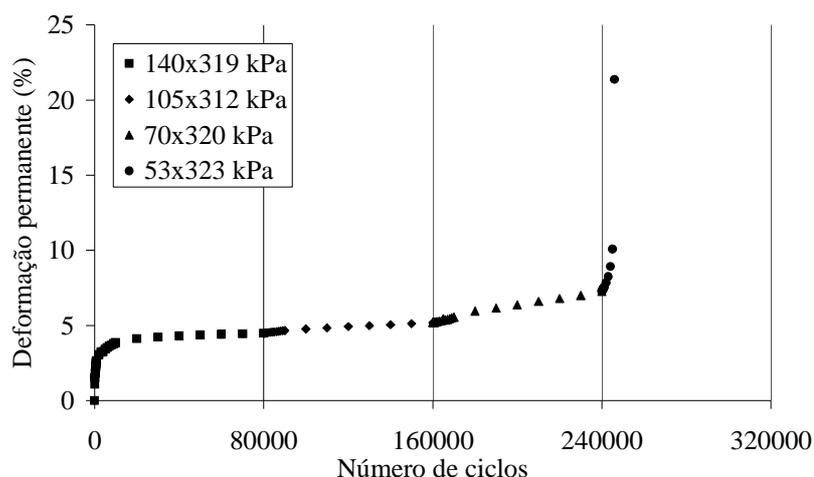
sendo que as deformações permanentes foram visivelmente menores para o confinamento de 53 kPa. Estes resultados não eram os esperados, porém as diferenças nos estados de tensões são pequenas e o efeito que provocam no material também, diminuindo a acurácia dos resultados. Os estágios seguintes apresentaram resultados dentro do esperado, com maiores deformações permanentes para as maiores tensões desvio, quando analisadas dentro do mesmo estágio (relação  $\sigma_d/\sigma_3$ ).

- d) Foi observado que o estágio 5 do ensaio com pressão de confinamento de 70 kPa levou o corpo de prova à ruptura com formação de superfície de cisalhamento, conforme mostrado pela na Figura 5.12 - a).

Por fim, foi realizado o ensaio de desconfinamento em multiestágios que apresentou o resultado da Figura 5.36. Neste caso o estágio 1 ( $\sigma_3 = 140$  kPa e  $\sigma_d = 319$  kPa) também pode ser considerado como ensaio em corpo de prova virgem e o seu resultado comparado com os apresentados na Figura 5.34. Como o par de tensões utilizado foi bastante severo, as deformações permanentes obtidas foram elevadas. O valor obtido foi próximo a 5%, portanto superior aos observados na referida figura, confirmando a observação de que tensões desvio elevadas correspondem a deformações permanentes elevadas, com menor influência da pressão de confinamento.

Nos dois estágios seguintes de desconfinamento ( $\sigma_3 = 105$  kPa e  $\sigma_3 = 70$  kPa) não houve acréscimo expressivo de deformações permanentes e as curvas não apresentaram o formato típico de “degrau da escada”. Como não houve aumento na tensão desvio, também não houve aumento significativo nas deformações permanentes por pós-compactação. Mas também, o decréscimo no confinamento não foi suficiente para provocar o cisalhamento da amostra.

No quarto estágio de desconfinamento ( $\sigma_3 = 53$  kPa e  $\sigma_d = 323$  kPa), a amostra atingiu a ruptura, porém não houve formação de superfície de cisalhamento tendo a ruptura ocorrido por embarrilamento, conforme a Figura 5.12 – (b). Aparentemente, a pressão de confinamento está diretamente ligada ao tipo de ruptura do material, que ocorre por embarrilamento para confinamentos mais baixos e com formação de superfície de cisalhamento nos mais elevados.



**Figura 5.36** – Evolução de deformações permanentes em ensaio multiestágios com desconfinamento para corpos de prova de 10 x 20 cm

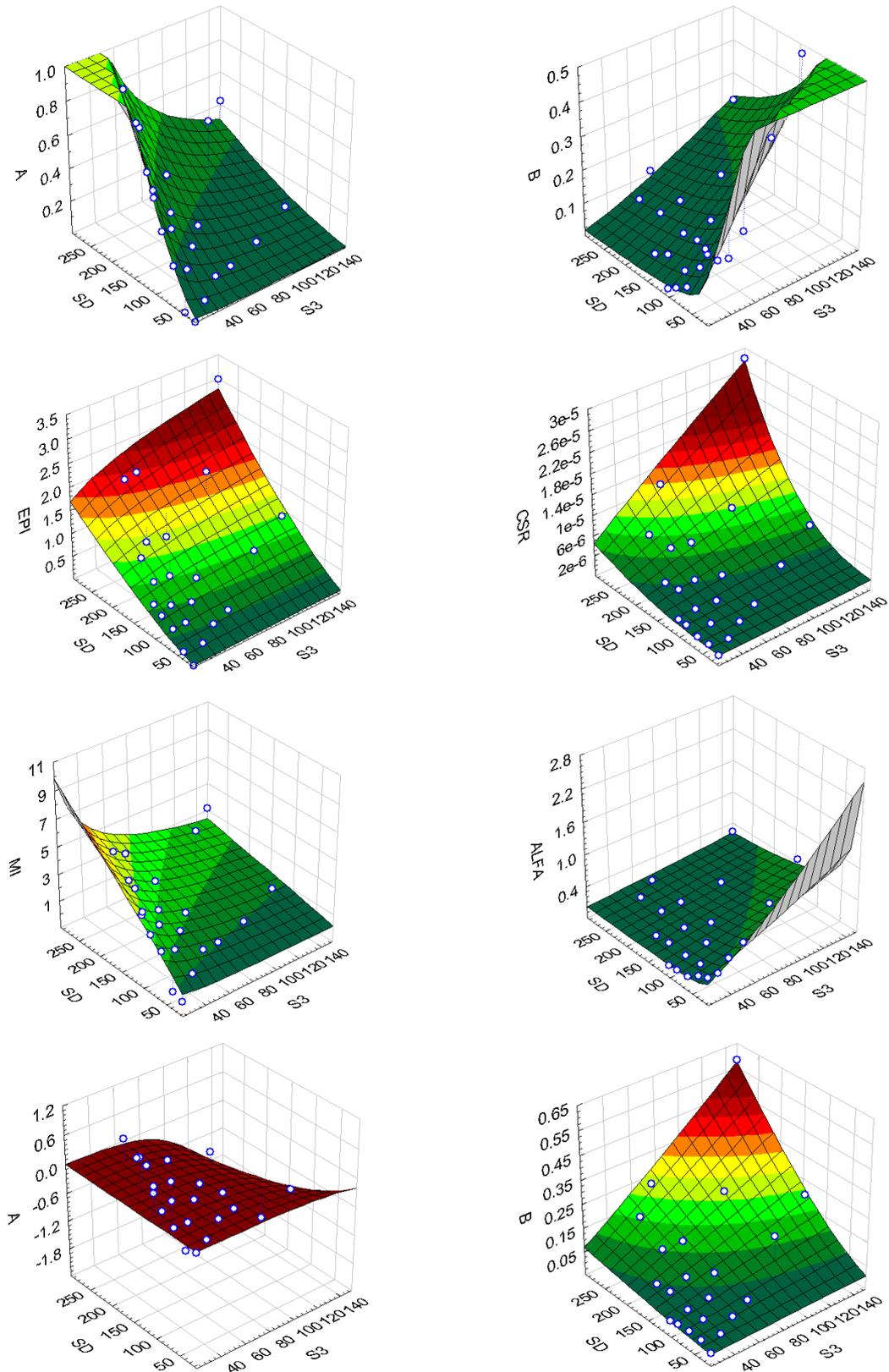
Os resultados dos ensaios foram interpretados segundo o procedimento descrito no item 4.6, conforme ilustrado na Figura 4.20. Foram executados ajustes segundo propostos por Barksdale (1972), Monismith *et al.* (1975), Uzan (1985), Malysz (2004) e Guimarães (2009), segundo os modelos representados pelas equações (2.29), (2.27), (2.28), (2.26) e (2.32) respectivamente.

A identificação de cada ensaio, os estados de tensão, os parâmetros dos modelos e os coeficientes de determinação são apresentados na Tabela 5.21. Os estados de tensões que apresentaram curvas do tipo colapso incremental aparecem identificados como “ruptura”. A partir dos dados dispostos na tabela, foi possível obter um novo modelo de estimativa de cada parâmetro em função da pressão de confinamento e da tensão desvio, conforme o modelo da equação (4.7). A partir destes ajustes é possível estimar parâmetros de deformações permanentes dos diversos modelos citados, para estados de tensões intermediários aos dos ensaios realizados. Os resultados destes ajustes são apresentados na Figura 5.37 e os parâmetros do modelo (4.7) na Tabela 5.22.

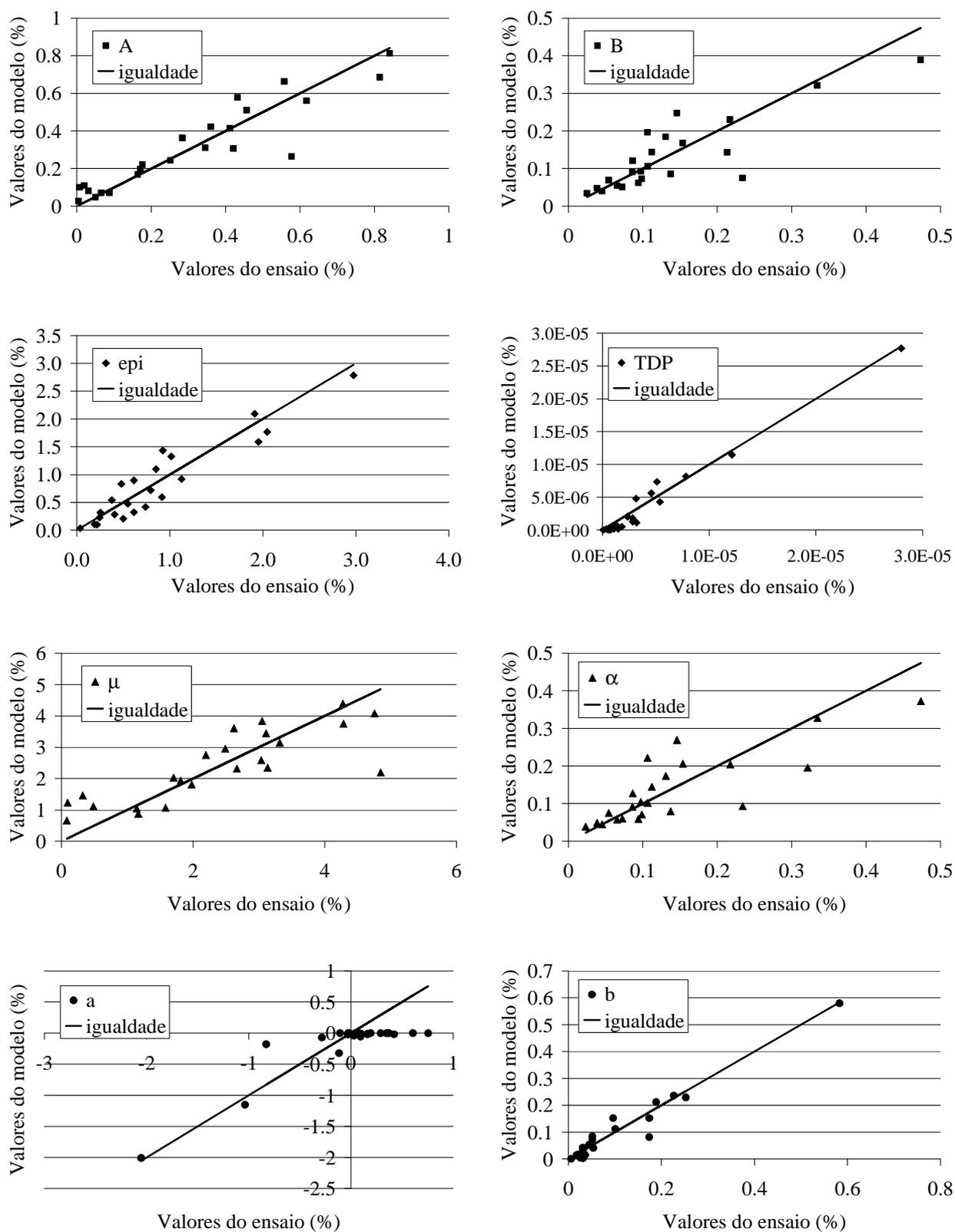
Os coeficientes de determinação dão uma boa idéia da acurácia dos modelos, porém a dispersão dos pontos pode ser visualizada nos gráficos da Figura 5.38 para cada parâmetro. De forma geral os ajustes foram bons, com exceção do correspondente ao parâmetro “a” do modelo de Barksdale (1972). Aparentemente o modelo da equação (4.7) não consegue representar parâmetros com valores positivos e negativos no mesmo ajuste. A partir dos coeficientes de determinação da Tabela 5.22 e dos gráficos da Figura 5.38 verifica-se que o melhor ajuste ocorreu para os parâmetros do modelo linear.

**Tabela 5.21** – Parâmetros dos modelos (2.26), (2.27), (2.28) e (2.29) obtidos com resultados de ensaios em corpos de prova de 10 x 20 cm

DP	$\varepsilon_p = A \cdot (N)^B$					$\varepsilon_p = \varepsilon_{pi} + TDP \cdot N$				$\varepsilon_p(N) / \varepsilon_r = \mu \cdot (N)^{-\alpha}$			$\varepsilon_p = a + b \cdot \log(N)$		
	$\sigma_3$	$\sigma_d$	A	B	R <sup>2</sup>	$\varepsilon_{pi}$	TDP (10 <sup>-6</sup> )	R <sup>2</sup>	$\mu$	$\alpha$	R <sup>2</sup>	A	b	R <sup>2</sup>	
EU 1	21	97	0,2894	0,1310	0,9270	1,043	1,654	0,6915	2,027	0,1342	0,9298	-0,01730	0,1093	0,9807	
EU 2	34	132	0,2016	0,1745	0,9124	1,138	1,949	0,8007	1,329	0,1836	0,9177	-0,3063	0,1478	0,9844	
EU 3	38	96	0,8346	0,1776	0,9696	0,4324	2,189	0,8765	0,7935	0,1792	0,9652	-0,1458	0,06417	0,9805	
EU 4	53	149	0,3487	0,1273	0,8877	1,188	1,845	0,8671	2,750	0,1274	0,8882	0,04842	0,1186	0,9601	
EU 5	70	134	0,1174	0,1635	0,9725	0,5765	1,548	0,8690	1,131	0,1665	0,9740	-0,1336	0,07403	0,9982	
ME 1-1	21	15	0,004925	0,2131	0,8611	0,03583	0,07926	-	0,08134	0,3217	0,9596	-0,01634	0,005784	0,8483	
ME 1-2	21	36	0,02024	0,2340	0,9540	0,1909	0,7656	0,8567	0,3242	0,2342	0,9542	-0,1067	0,03154	0,9969	
ME 1-3	21	60	0,2518	0,07235	0,8813	0,5004	0,6825	0,5318	2,667	0,07240	0,8803	0,1922	0,03272	0,8891	
ME 1-4	21	84	0,4116	0,04524	0,7978	0,6144	1,477	0,9265	3,317	0,04528	0,7973	0,3701	0,02794	0,7908	
ME 1-5	21	102	0,6178	0,02493	0,7531	0,7387	1,422	0,9859	4,283	0,02322	0,7380	0,6069	0,01789	0,7284	
ME 2-1	35	31	0,05043	0,1537	0,9230	0,2173	0,5455	0,8949	1,168	0,1539	0,9231	-0,02781	0,02605	0,9790	
ME 2-2	35	69	0,1638	0,09732	0,9947	0,4073	1,074	0,8815	1,980	0,09744	0,9946	0,07779	0,03567	0,9935	
ME 2-3	35	102	0,3451	0,05417	0,8499	0,5486	1,815	0,9426	3,037	0,05423	0,8498	0,2914	0,03051	0,8270	
ME 2-4	35	140	0,4570	0,06542	0,8886	0,7944	3,187	0,9735	3,108	0,06549	0,8884	0,3490	0,05361	0,8606	
ME 2-5	35	169	0,8146	0,03865	0,8235	1,126	2,829	0,9479	4,755	0,03870	0,8234	0,7549	0,04479	0,8074	
ME 3-1	53	54	0,08790	0,1063	0,9240	0,2459	0,3767	0,5765	1,584	0,1064	0,9246	0,03795	0,02154	0,9717	
ME 3-2	53	104	0,1713	0,08640	0,9790	0,3768	1,267	0,9252	1,812	0,08650	0,9789	0,09867	0,03101	0,9557	
ME 3-3	53	153	0,2840	0,08599	0,9514	0,6143	2,350	0,9317	2,194	0,08607	0,9510	0,1612	0,05148	0,9266	
ME 3-4	53	206	0,4324	0,09865	0,9401	1,016	5,385	0,9903	2,622	0,09875	0,9397	0,1622	0,1009	0,9073	
ME 3-5	53	256	0,8413	0,09406	0,9725	2,048	5,108	0,9357	4,276	0,09415	0,9719	0,4220	0,1742	0,9691	
ME 4-1	70	66	0,06547	0,1458	0,9558	0,2532	0,9971	0,7797	1,145	0,1460	0,9562	-0,02967	0,03107	0,9878	
ME 4-2	70	137	0,1766	0,1121	0,9843	0,4791	2,356	0,9659	1,706	0,1122	0,9841	0,03046	0,05158	0,9557	
ME 4-3	70	207	0,3606	0,1067	0,9699	0,9247	4,583	0,9565	2,491	0,1068	0,9696	0,09511	0,09629	0,9423	
ME 4-4	70	276	0,5577	0,1374	0,9538	1,914	12,13	0,9794	3,047	0,1375	0,9534	-0,2843	0,2526	0,9160	
ME 4-5	70	341	ruptura	ruptura	ruptura	ruptura	ruptura	ruptura	ruptura	ruptura	ruptura	ruptura	ruptura	ruptura	
ME 5-1	105	98	0,03164	0,3345	0,9737	0,9168	2,830	0,6377	0,4871	0,3348	0,9735	-0,8281	0,1739	0,9629	
ME 5-2	105	207	0,5774	0,1309	0,9961	1,954	7,827	0,8116	4,848	0,1310	0,9960	-0,1162	0,2268	0,9813	
ME 5-3	105	309	ruptura	ruptura	ruptura	ruptura	ruptura	ruptura	ruptura	ruptura	ruptura	ruptura	ruptura	ruptura	
ME 6-1	150	146	0,007217	0,4735	0,9470	0,8531	3,153	0,7201	0,09529	0,4739	0,9466	-1,0360	0,1888	0,9479	
ME 6-2	150	296	0,4208	0,2172	0,9977	2,975	27,99	0,9537	3,133	0,2175	0,9977	-2,052	0,5832	0,9479	
ME 6-3	150	438	ruptura	ruptura	ruptura	ruptura	ruptura	ruptura	ruptura	ruptura	ruptura	ruptura	ruptura	ruptura	
ME <sub>desc</sub> 1-1	140	319	0,7073	0,1763	0,9015	3,921	7,811	0,8648	4,793	0,1765	0,9020	-0,8978	0,4972	0,9801	
ME <sub>desc</sub> 1-2	105	312	3,932	0,02058	0,7925	4,613	7,348	0,9926	23,67	0,02060	0,7925	3,856	0,09787	0,7813	
ME <sub>desc</sub> 1-3	70	320	3,858	0,04578	0,7417	5,423	23,11	0,9909	18,70	0,04583	0,7418	3,415	0,2719	0,7187	
ME <sub>desc</sub> 1-4	53	323	ruptura	ruptura	ruptura	ruptura	ruptura	ruptura	ruptura	ruptura	ruptura	ruptura	ruptura	ruptura	



**Figura 5.37** – Modelagem de parâmetros de deformações permanentes dos modelos (2.26), (2.27), (2.28) e (2.29) em função da pressão de confinamento e da tensão desvio para corpos de prova de 10 x 20 cm



**Figura 5.38** – Comparação entre os parâmetros dos modelos (2.26), (2.27), (2.28) e (2.29) obtidos a partir do ajuste pelo modelo (4.7) e diretamente dos ensaios em relação à reta de igualdade para corpos de prova de 10 x 20 cm

**Tabela 5.22** – Parâmetros de ajuste segundo o modelo (4.7) em corpos de prova de 10 x 20 cm

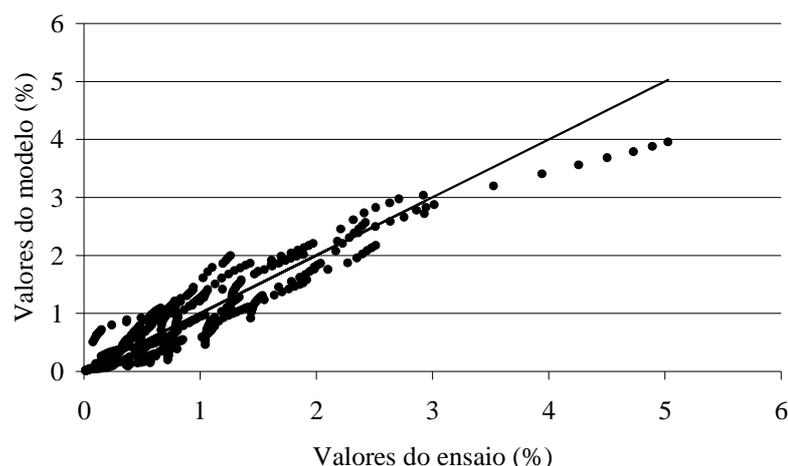
Parâmetro	$K_1$	$K_2$	$K_3$	$R^2$
A	0,01357	-1,155	1,565	0,8575
B	0,01670	1,365	-0,7407	0,7140
$\varepsilon_{pi}$	$4,349 \times 10^{-4}$	0,3535	1,317	0,8783
TDP	$1,889 \times 10^{-13}$	0,9295	2,486	0,9665
$\mu$	0,5244	-0,7315	0,9070	0,6698
$\alpha$	0,03628	1,307	-0,8469	0,6628
A	$-8,635 \times 10^{-12}$	4.332	0.7849	0.7157
B	$7.652 \times 10^{-7}$	1.088	1.423	0.9502

Por fim, foi feito um ajuste segundo o modelo proposto por Guimarães (2009) relacionando a deformação permanente diretamente com a pressão de confinamento, a tensão desvio e o número de ciclos. Para o cálculo dos parâmetros da equação (2.32) foram utilizados 587 pontos representando cada leitura da instrumentação durante os ensaios de deformações permanentes em corpos de prova de 10 x 20 cm. O ajuste apresentou coeficiente de determinação  $R^2 = 0,8614$ . O modelo de Guimarães, calibrado para a brita graduada estudada nesta tese, é apresentado em (5.3) e a dispersão dos resultados pode ver visualizada na Figura 5.39.

$$\varepsilon_p = 5,826 \cdot 10^{-5} \cdot \sigma_3^{0,2134} \cdot \sigma_d^{1,462} \cdot N^{0,1539} \quad (5.3)$$

Onde:

- $\varepsilon_p$  é a deformação permanente (%)
- $\sigma_3$  é a pressão de confinamento (kPa)
- $\sigma_d$  é a tensão desvio (kPa)
- $N$  é o número de ciclos

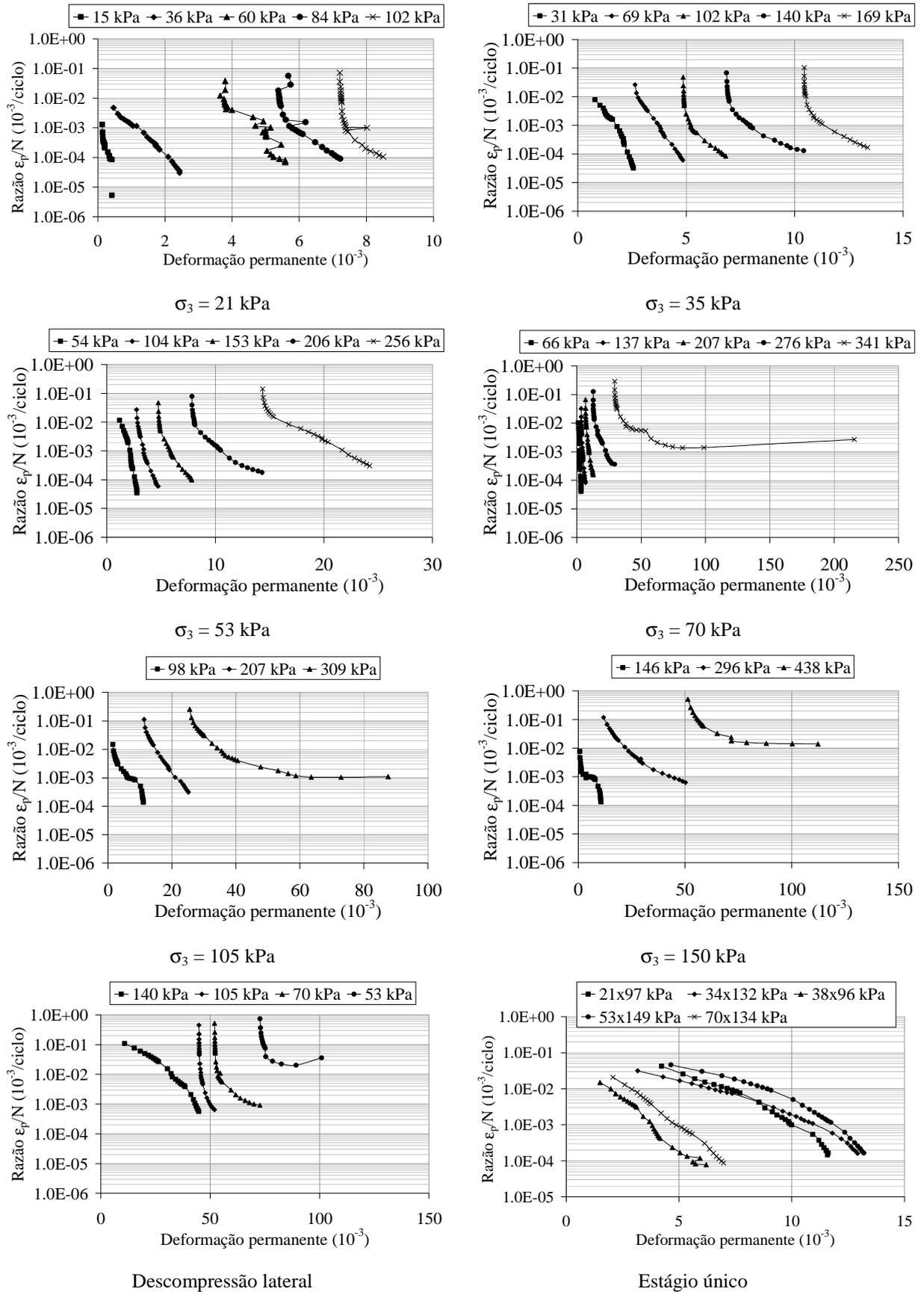


**Figure 5.39** – Comparação entre as deformações permanentes obtidas do modelo de Guimarães (2009) e medidas diretamente nos ensaios em relação à reta de igualdade para corpos de prova de 10 x 20 cm

Também foi realizada uma análise segundo a teoria do *Shakedown* modificando a forma de apresentação das deformações permanentes. Os resultados foram dispostos em gráficos com a razão entre a deformação permanente e o número de ciclos no eixo das ordenadas e com a deformação permanente no eixo das abscissas, conforme disposto em Werkmeister *et al.* (2001). O procedimento de reconhecimento do tipo de comportamento foi apresentado no item 4.6. As curvas obtidas segundo os eixos modificados da metodologia são apresentadas pela Figura 5.40

Os comportamentos do tipo colapso incremental, ou *Shakedown C*, são facilmente identificados pela tendência das curvas tornarem-se horizontais ou até mesmo ascendentes. Este tipo de comportamento foi observado para os ensaios DP ME 70x341 kPa, DP ME 105x309 kPa, DP ME 150x438 kPa e DP ME<sub>desc</sub> 53x323 kPa. Observou-se que quanto maior a pressão de confinamento, menor é a relação  $\sigma_d/\sigma_3$  necessária para levar o material a este tipo de comportamento.

As curvas com formato convexo descendente identificam os ensaios com comportamento do tipo *Shakedown A*, também chamado de *Shakedown* elástico (Werkmeister *et al.*, 2001). Neste caso as deformações permanentes ocorrem por um número finito de ciclos e após são observadas apenas deformações resilientes. Alguns ensaios são claramente identificados como apresentando este comportamento, como: DP ME 21x15, 35x31, 53x54, 105x98 e 150x146 kPa, além do ensaio DP ME<sub>desc</sub> 140x319 kPa.

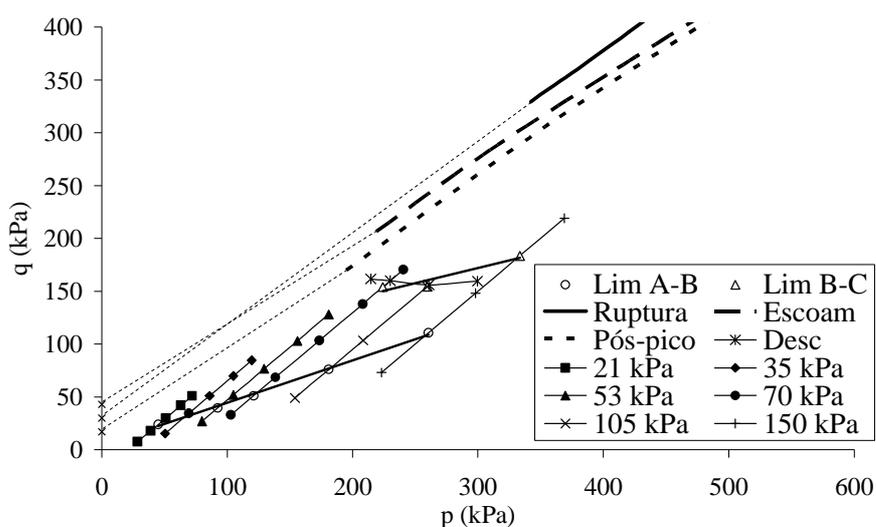


**Figura 5.40** – Análise segundo a teoria do Shakedown em corpos de prova de 10 x 20 cm

Os resultados de outros ensaios precisam de uma análise mais atenta e em alguns casos modificar a escala do gráfico para poder definir o comportamento, pois não é possível observar a sua curvatura. Para ensaios como os: DP ME 21x36 e 70x66 kPa este procedimento foi necessário para comprovar o comportamento do tipo A. Os demais ensaios apresentaram comportamento do tipo B, descendente côncava.

De forma diferenciada, o ensaio DP ME 35x69 kPa apresentou um comportamento linear, intermediário entre os tipos A e B. Sendo assim este estado de tensões foi considerado como o limite entre comportamento dos dois tipos. Os demais limites foram estabelecidos interpolando-se a tensão desvio entre duas curvas subseqüentes e com comportamentos distintos.

A partir destas observações foi possível definir os limites entre comportamentos distintos no espaço de tensões “ $p \times q$ ”, de forma semelhante ao realizado por Arnold (2004). A Figura 5.41 apresenta as trajetórias de tensões dos ensaios em mutiestágios, os limites *Shakedown* entre os comportamento A e B (Lim A-B) e entre os comportamento B e C (Lim B-C), além das envoltórias de escoamento, ruptura e pós-pico apresentadas no item 5.2. Observa-se que as envoltórias não são apresentadas por inteiro para que as trajetórias de tensões e os limites *Shakedown* apareçam com maior nitidez. Ainda, as envoltórias aparecem com extensões tracejadas finas para dar uma idéia de posição para os estados de tensões mais baixos.

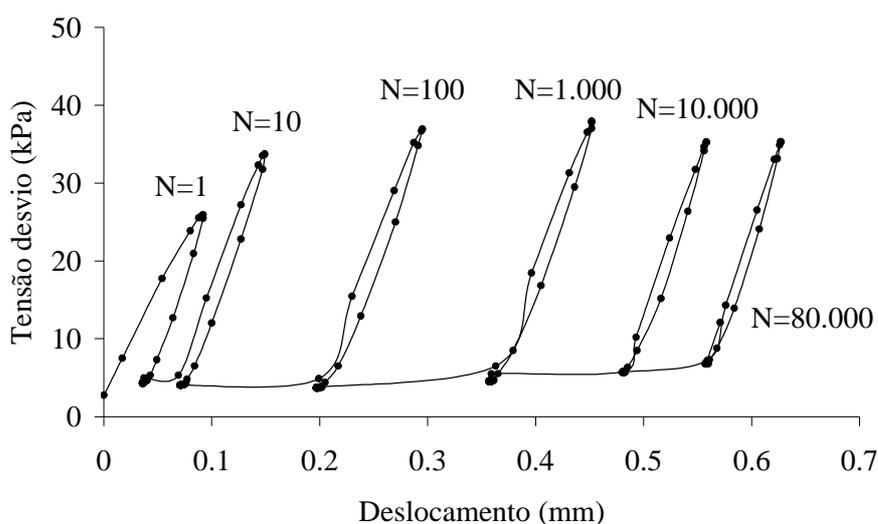


**Figura 5.41** – Trajetórias de tensões, limites *Shakedown* e envoltórias de escoamento, ruptura e pós-pico para ensaios em corpos de prova de 10 x 20 cm

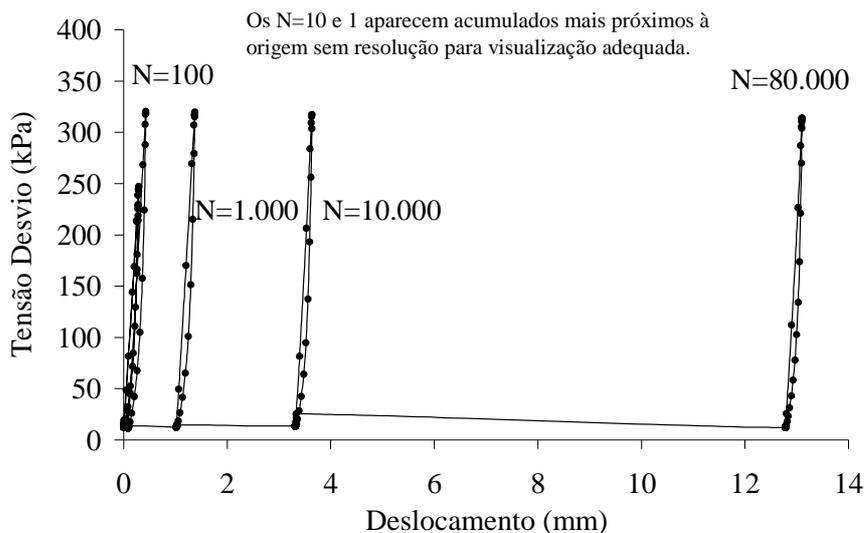
Outro procedimento utilizado para a identificação dos tipos de comportamentos *Shakedown* é a visualização dos laços de histerese das curvas tensão versus deformação em ensaios cíclicos (Werkmeister *et al.*, 2002). Foram escolhidos três ensaios, cada um com um tipo de comportamento, para verificar a evolução dos laços com o numero de ciclos.

A primeira seqüência de laços de histerese é referente ao ensaio DP ME 35x31 kPa e pode ser vista na Figura 5.42, quantificando a tensão desvio e os deslocamentos dela decorrentes. Observa-se que os laços se deslocam mais para os primeiros ciclos de carga e nos últimos 70.000 ciclos pouca deformação permanente é observada. As evoluções neste sentido são típicas de comportamento do tipo *Shakedown A*. A inclinação do laço para a direita dá uma idéia da deformação resiliente nos ciclos de carga apresentados.

A evolução dos laços de histerese do ensaio DP ME 105x309 kPa é apresentada na Figura 5.43. Observa-se que as deformações permanentes acumuladas entre o laço correspondente a 10.000 ciclos e o correspondente a 80.000 ciclos são bem maiores que as observadas no ensaio DP ME 35 x 31, sendo a maior diferença entre laços sucessivos observada na figura. Esta elevada deformação permanente acumulada é típica de comportamento do tipo *Shakedown C* ou colapso incremental. Observa-se que pouca deformação permanente é acumulada nos primeiros ciclos de carga. Este comportamento é típico de ensaios em multiestágios.

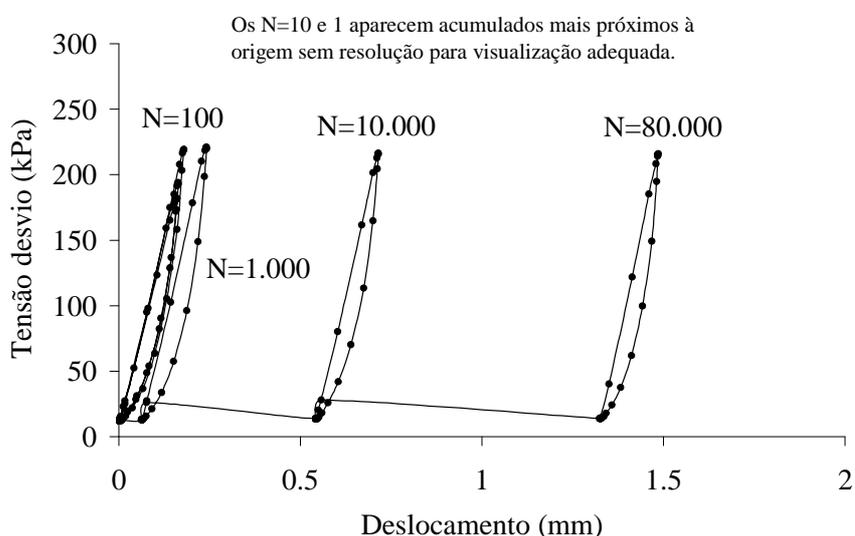


**Figura 5.42** - Laços de histerese do ensaio DP ME 35x31 kPa em Shakedown A



**Figura 5.43** - Laços de histerese do ensaio DP ME 105x309 kPa em Shakedown C

A Figura 5.44 apresenta a evolução dos laços de histerese do ensaio DP ME 53x104 kPa. É observado um comportamento intermediário aos anteriormente apresentados, configurando o *Shakedown* tipo B. Observa-se que a diferença entre o deslocamento dos laços correspondentes a 10.000 e 80.000 ciclos são da ordem de 0,1 mm, 1 mm e 10 mm respectivamente para as Figuras 5.42, 5.44 e 5.43. Também são observadas poucas deformações permanentes no início do ensaio, típico de multiestágios.



**Figura 5.44** - Laços de histerese do ensaio DP ME 53x206 kPa em Shakedown B

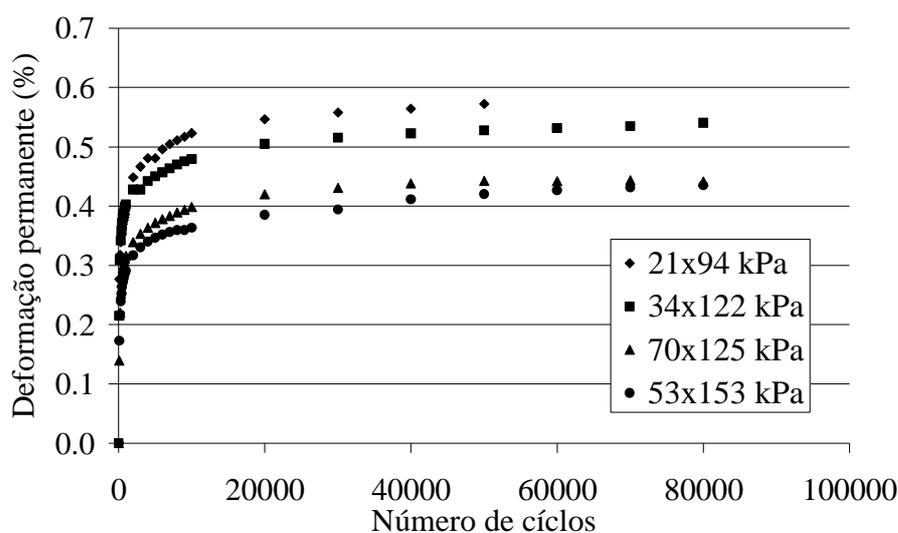
### 5.3.2 Resultados de Ensaaios em corpos de prova de 25 x 50 cm

Os ensaios de deformações permanentes em corpos de prova de 25 x 50 cm foram realizados de forma semelhante aos 10 x 20 cm, conforme apresentado no item 4.6. A diferença de procedimento fica por conta dos transdutores de deslocamentos instalados internamente à câmara triaxial. Para esta campanha de ensaios foram moldados 9 corpos de prova, sendo que 5 foram submetidos a multiestágios de carregamento e 4 a um único estágio. Os ensaios foram denominados da mesma forma que os realizados em corpos de prova de 10 x 20 cm como: “DP CPV  $\sigma_3 \times \sigma_d$  kPa” e “DP ME  $\sigma_3 \times \sigma_d$  kPa”. As características dos ensaios e os parâmetros de compactação são apresentados pela Tabela 5.23.

**Tabela 5.23** – Dados da compactação dos corpos de prova de 25 x 50 cm utilizados nos ensaios triaxiais de deformações permanentes

<b>Ensaio triaxial</b>	<b>Teor de umidade (%)</b>	<b>Peso específico aparente seco (kN/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Grau de compactação (%)</b>
DP CPV 21 x 94 kPa	3,9	23,66	95,0
DP CPV 34 x 122 kPa	4,2	24,44	98,2
DP CPV 70 x 125 kPa	4,3	2,429	97,6
DP CPV 53 x 153 kPa	4,0	24,11	96,8
DP ME 21 kPa	3,9	23,51	94,4
DP ME 35 kPa	4,2	23,96	96,2
DP ME 53 kPa	3,6	24,72	99,3
DP ME 70 kPa	3,1	24,84	99,8
DP ME <sub>desc</sub> 330 kPa	3,7	23,30	93,6

Os resultados dos ensaios triaxiais de deformações permanentes de estágio único em corpos de prova de 25 x 50 cm são apresentados pela Figura 5.45. Os pares de tensões escolhidos foram os mesmos dos ensaios em corpos de prova de 10 x 20 cm para permitir a comparação dos resultados.



**Figura 5.45** – Evolução de deformações permanentes em estágio único para corpos de prova de 25 x 50 cm

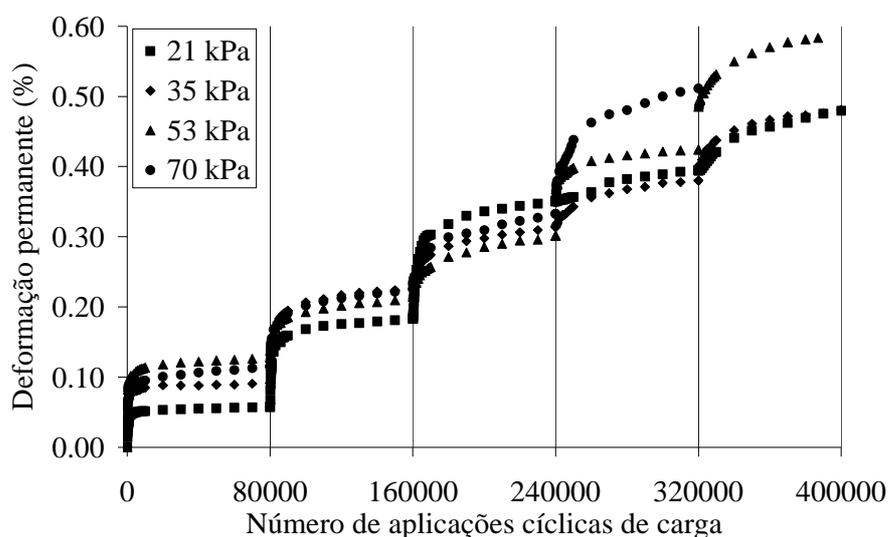
Observa-se que:

- As maiores deformações permanentes foram registradas no ensaio com a menor tensão desvio (94 kPa), porém, como a pressão de confinamento também foi a menor, ficam justificadas as deformações permanentes mais elevadas em relação aos demais ensaios.
- Por outro lado as menores deformações permanentes foram registradas pelo ensaio com a maior tensão desvio (153 kPa), sendo que a pressão de confinamento utilizada foi de 53 kPa. Em uma análise preliminar, este comportamento poderia ser atribuído à pressão de confinamento mais elevada. Porém o ensaio realizado com pressão de confinamento de 70 kPa (maior) e tensão desvio de 125 kPa (menor) apresentou deformações permanentes ligeiramente superiores.
- O ensaio realizado com tensão desvio de 122 kPa pode ser comparado com o anteriormente descrito, pela semelhança entre as tensões desvio. Neste caso, a pressão de confinamento foi inferior (35 kPa) o que elevou as deformações permanentes registradas. Para estes ensaios, a relação  $\sigma_d/\sigma_3$  mostrou maior influência nos resultados em relação ao obtido em corpos de prova de 10 x 20 cm.
- As maiores deformações permanentes foram obtidas para a maior relação  $\sigma_d/\sigma_3$  com o valor de 4,5 seguido pelo ensaio com valor de 3,6. Por fim os ensaios com

relação  $\sigma_d/\sigma_3$  de 1,8 e 2,9 apresentaram as menores deformações permanentes, ainda que as menores tenham ocorrido para a relação de 2,9.

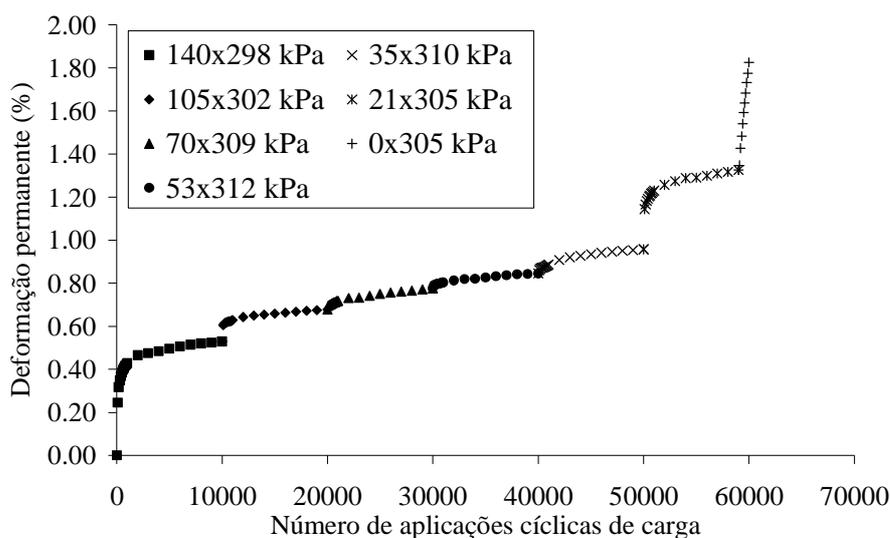
Os ensaios de deformações permanentes em multiestágios utilizando corpos de prova de 25 x 50 cm foram realizados com as mesmas pressões de confinamento dos ensaios em corpos de prova de 10 x 20 cm e com os mesmos cinco estágios. Os resultados obtidos são apresentados pela Figura 5.46 com as curvas típicas em formato de escada.

O primeiro estágio de carregamento considerado como ensaio em corpo de prova virgem pode ser comparado com os resultados apresentados pela Figura 5.45. Os resultados não ultrapassam os 0,5% de deformações permanentes em nenhum caso, apresentando portanto deformações permanentes inferiores àquelas da Figura 5.45.



**Figura 5.46** – Evolução das deformações permanentes em ensaios multiestágios para corpos de prova de 25 x 50 cm

Por fim foi realizado o ensaio de desconfinamento em multiestágios que apresentou o resultado da Figura 5.47. Para este ensaio era necessário a aplicação de uma tensão desvio muito elevada ( $\sigma_d = 330$  kPa) por um período prolongado. Por desconhecer-se a reação do equipamento a este tipo de carregamento, optou-se por fazer um ensaio mais curto, com duração de 10.000 ciclos por estágio.



**Figura 5.47** – Evolução de deformações permanentes em multiestágios de desconfinamento para corpos de prova de 25 x 50 cm

Neste caso o estágio 1 ( $\sigma_3 = 140$  kPa) também pode ser considerado como ensaio em estágio único e o seu resultado comparado com a Figura 5.45. Como o par de tensões utilizado foi bastante severo, as deformações permanentes obtidas foram elevadas. O valor obtido foi próximo a 0,5%, portanto superior aos observados na referida figura, confirmando a observação de que tensões desvio elevadas correspondem a deformações permanentes elevadas com menor influência da pressão de confinamento.

Nos estágios de desconfinamento seguintes ( $\sigma_3 = 105, 70, 53$  e 35 kPa) não houve acréscimo expressivo de deformações permanentes e as curvas não apresentaram o formato típico de “degrau da escada”. Como não houve aumento na tensão desvio, também não houve aumento significativo nas deformações permanentes por pós-compactação. Mas também, o decréscimo no confinamento não foi suficiente para provocar o cisalhamento da amostra.

Apenas no sexto estágio de desconfinamento ( $\sigma_3 = 21$  kPa), a amostra mostrou uma tendência de aumento significativo das deformações permanentes. Uma tendência clara de ruptura só apareceu quando o confinamento foi completamente retirado. Este ensaio não permite conclusões muito significativas e nem a comparação com os ensaios em corpos de prova de 10 x 20 cm, uma vez que o número de ciclos por estágio foi menor. Porém, estima-se que em caso de aplicação de números de ciclos equivalentes aos aplicados nos corpos de prova de 10 x 20 cm (80.000 ciclos) a ruptura em corpos de prova de grande porte ocorreria para uma pressão de confinamento mais baixa.

Os resultados dos ensaios foram interpretados segundo o mesmo procedimento dos ensaios em corpos de prova de 10 x 20 cm. Foram executados ajustes segundo os modelos de Barksdale (1972), Monismith *et al.* (1975), Uzan (1985), Malysz (2004) e Guimarães (2009), segundo as equações (2.29), (2.27), (2.28), (2.26) e (2.32) respectivamente. A identificação de cada ensaio, os estados de tensão, os parâmetros dos modelos e os coeficientes de determinação são apresentados na Tabela 5.24. O mesmo ajuste para os parâmetros de deformações permanentes em função da pressão de confinamento e da tensão desvio, segundo a equação (4.7), foi realizado. Os resultados são apresentados graficamente na Figura 5.48 e os parâmetros da equação (4.7) na Tabela 5.25. A dispersão dos pontos pode ser visualizada nos gráficos da Figura 5.49 para cada parâmetro. Os ajustes apresentaram coeficientes de determinação ligeiramente inferiores aos obtidos para os ensaios em corpos de prova de 10 x 20 cm. A partir dos coeficientes de determinação da Tabela 5.25 e dos gráficos da Figura 5.49 verifica-se que o melhor ajuste ocorreu para os parâmetros do modelo linear, ainda que as TDPs apresentem dispersão significativa.

Por fim, foi feito o ajuste segundo o modelo proposto por Guimarães (2009) relacionando a deformação permanente diretamente com a pressão de confinamento, a tensão desvio e o número de ciclos. Para o cálculo dos parâmetros da equação (2.32) foram utilizados 493 pontos representando cada leitura da instrumentação durante os ensaios de deformações permanentes em corpos de prova de 25 x 50 cm. O ajuste apresentou coeficiente de determinação  $R^2 = 0,9690$ , expressivamente maior que o obtidos para os ensaios em corpos de prova de 10 x 20 cm. O modelo obtido, já com os parâmetros de regressão, é apresentado pela equação (5.4) e a dispersão dos resultados pode ver visualizada na Figura 5.50. O modelo mostra forte influência do estado de tensões nas deformações permanentes, tanto para a pressão de confinamento quanto para tensão desvio.

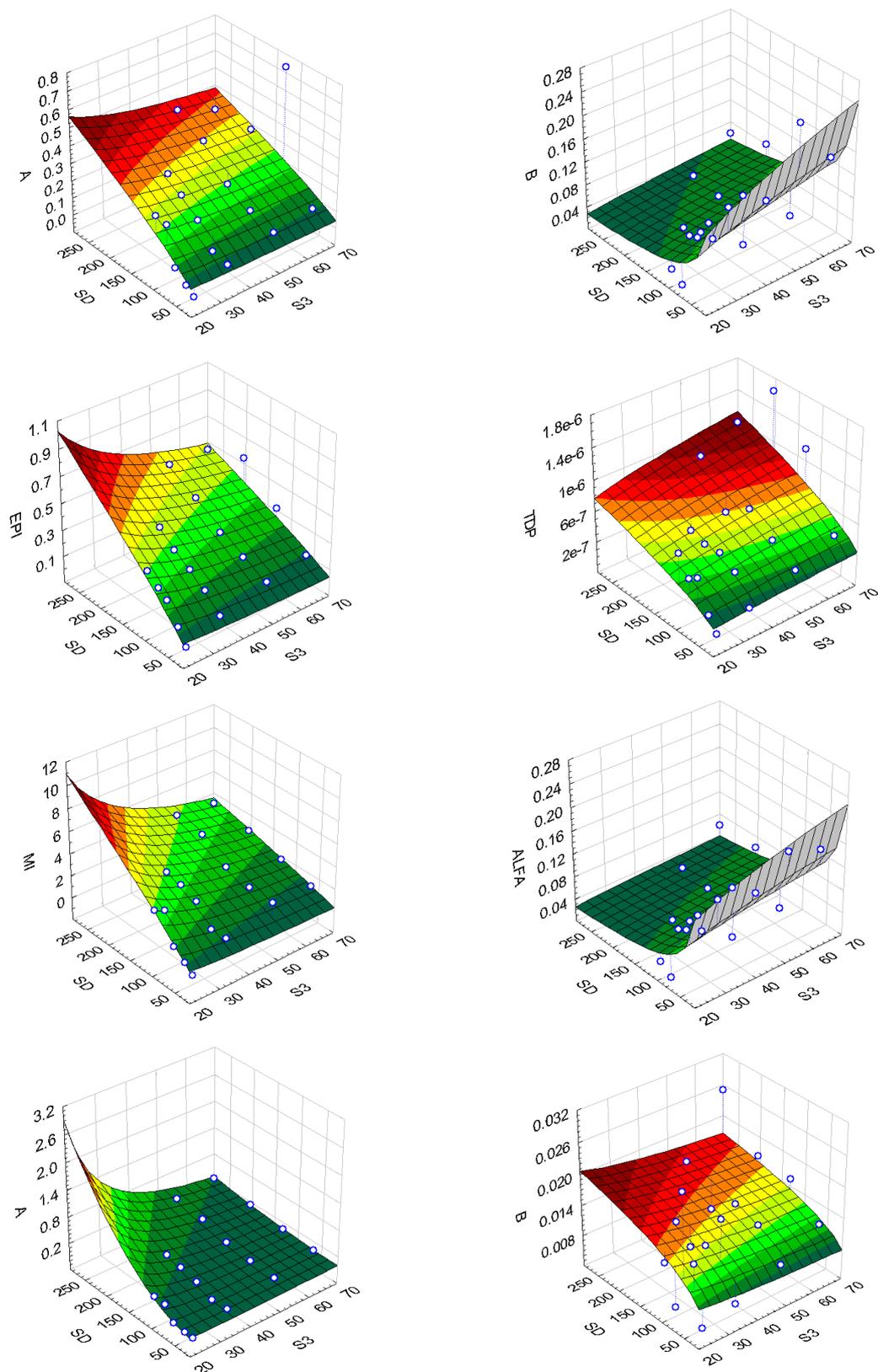
$$\varepsilon_p = 0,04262 \cdot \sigma_3^{-0,9946} \cdot \sigma_d^{1,082} \cdot N^{0,04502} \quad (5.4)$$

Onde:

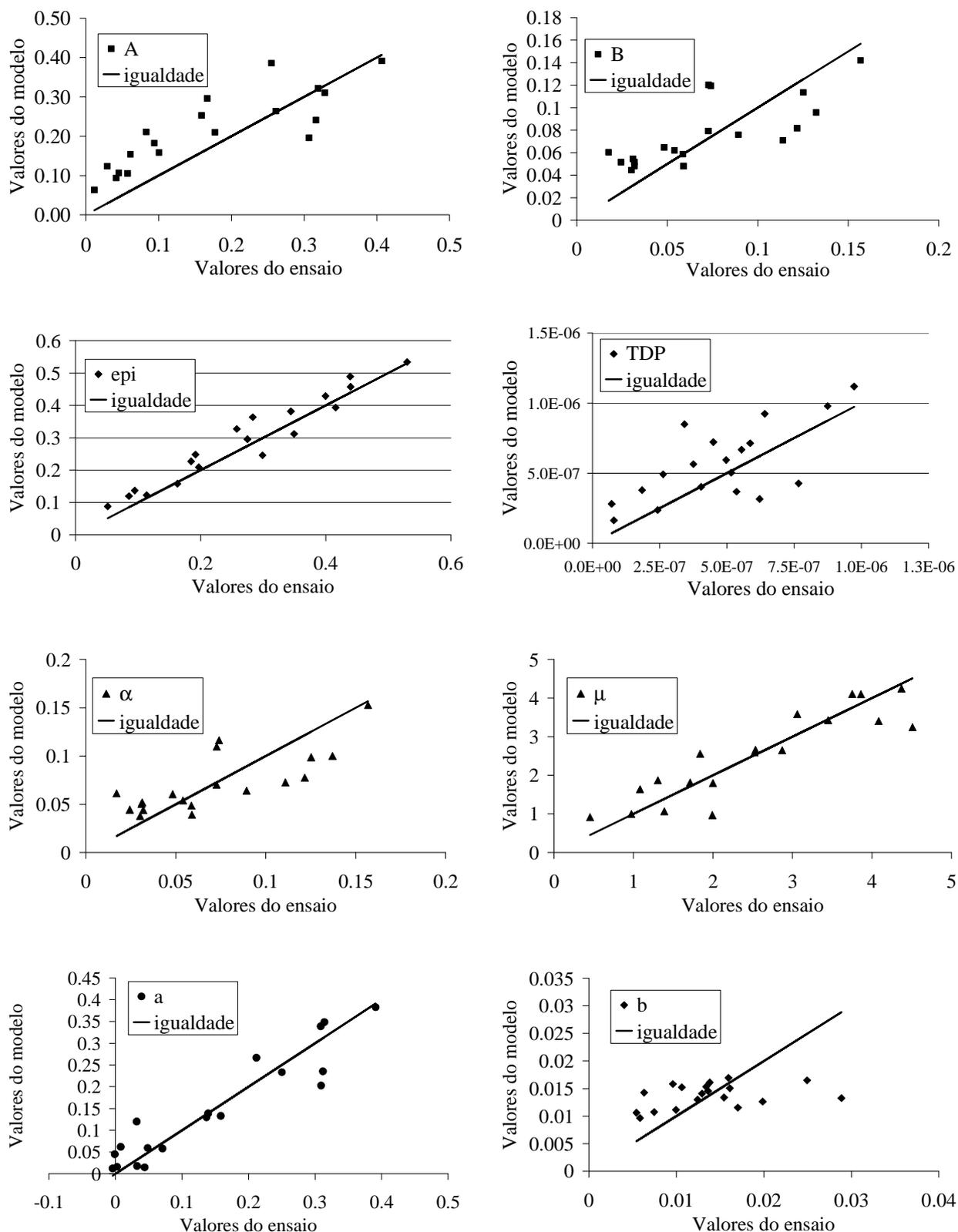
- $\varepsilon_p$  é a deformação permanente (%)
- $\sigma_3$  é a pressão de confinamento (kPa)
- $\sigma_d$  é a tensão desvio (kPa)
- $N$  é o número de ciclos

**Tabela 5.24** – Parâmetros dos modelos (2.26), (2.27), (2.28) e (2.29) obtidos com resultados de ensaios em corpos de prova de 25 x 50 cm

DP	$\varepsilon_p = A \cdot (N)^B$					$\varepsilon_p = \varepsilon_{pi} + TDP \cdot N$			$\varepsilon_p(N) / \varepsilon_r = \mu \cdot (N)^{-\alpha}$			$\varepsilon_p = a + b \cdot \log(N)$		
	$\sigma_3$	$\sigma_d$	A	B	R <sup>2</sup>	$\varepsilon_{pi}$	TDP (10 <sup>-6</sup> )	R <sup>2</sup>	$\mu$	$\alpha$	R <sup>2</sup>	a	b	R <sup>2</sup>
CPV 1	21	94	0,1769	0,1152	0,9684	0,5179	1,164	0,9210	2,194	0,1152	0,9684	0,05829	0,04936	0,9879
CPV 2	34	122	0,1943	0,09610	0,8484	0,4858	0,7509	0,8646	2,707	0,09607	0,8484	0,1172	0,03877	0,9397
CPV 3	53	160	0,1252	0,1219	0,9413	0,4072	0,5525	0,9330	1,984	0,1136	0,9412	0,03903	0,03544	0,9868
CPV 4	70	125	0,1267	0,1267	0,8264	0,3634	0,9974	0,7212	2,684	0,1219	0,8263	0,03611	0,03834	0,9403
ME 1-1	21	18	0,0115	0,1568	0,7994	0,05143	0,07917	0,9536	0,4549	0,1569	0,7994	-0,004112	0,005841	0,9046
ME 1-2	21	35	0,0452	0,1323	0,9195	0,1628	0,2420	0,8960	1,083	0,1371	0,9214	-0,001104	0,01702	0,9696
ME 1-3	21	58	0,1005	0,1139	0,9658	0,2989	0,6213	0,8974	1,840	0,1109	0,9658	0,03197	0,02887	0,9796
ME 1-4	21	76	0,3067	0,01745	0,6992	0,3494	0,5357	0,9121	4,511	0,01714	0,6992	0,3090	0,006318	0,6931
ME 1-5	21	99	0,3164	0,03181	0,8444	0,4159	0,7667	0,9388	3,862	0,03132	0,8444	0,3084	0,01340	0,8325
ME 2-1	35	36	0,0416	0,07407	0,8891	0,08545	0,07097	0,8403	1,388	0,07407	0,8891	0,03266	0,005431	0,9390
ME 2-2	35	68	0,0612	0,1218	0,9600	0,1970	0,4044	0,8867	1,307	0,1217	0,9599	0,007816	0,01986	0,9820
ME 2-3	35	101	0,1772	0,04824	0,9598	0,2748	0,5159	0,9460	2,871	0,04824	0,9597	0,1584	0,01293	0,9485
ME 2-4	35	135	0,2610	0,03101	0,9114	0,3443	0,4972	0,9160	3,449	0,03101	0,9114	0,2501	0,01062	0,9001
ME 2-5	35	166	0,3284	0,03190	0,9326	0,4398	0,5544	0,9013	3,754	0,03190	0,9326	0,3141	0,01381	0,9237
ME 3-1	53	49	0,0573	0,07277	0,9673	0,1137	0,1840	0,9500	1,993	0,07277	0,9672	0,04393	0,007459	0,9884
ME 3-2	53	99	0,0941	0,07265	0,9966	0,1847	0,3753	0,9641	2,000	0,07265	0,9966	0,07062	0,01242	0,9974
ME 3-3	53	150	0,1589	0,05396	0,9612	0,2577	0,5864	0,9357	2,523	0,05396	0,9612	0,1369	0,01362	0,9469
ME 3-4	53	204	0,3192	0,02441	0,9754	0,3997	0,3423	0,8992	4,086	0,02441	0,9753	0,3117	0,009590	0,9692
ME 3-5	53	262	0,4068	0,03022	0,9155	0,5302	0,8746	0,9305	4,371	0,03019	0,9162	0,3912	0,01595	0,9046
ME 4-1	70	67	0,0293	0,1252	0,9498	0,09468	0,2625	0,9709	0,9741	0,1252	0,9498	0,002708	0,009954	0,9914
ME 4-2	70	132	0,7319	0,1536	0,9964	0,3113	1,149	0,9409	1,713	0,08933	0,9963	0,04863	0,01544	0,9985
ME 4-3	70	204	0,2664	0,07899	0,9743	0,5457	1,639	0,9690	2,536	0,05866	0,9742	0,1394	0,01610	0,9623
ME 4-4	70	286	0,2551	0,05898	0,9666	0,4391	0,932	0,9449	3,062	0,05898	0,9665	0,2119	0,02495	0,9487
ME <sub>desc</sub> 1-1	140	298	0,1585	0,1357	0,9128	-	-	-	2,843	0,1357	0,9128	0,03588	0,05460	0,9680
ME <sub>desc</sub> 1-2	105	302	0,5302	0,02566	0,9651	-	-	-	7,880	0,02566	0,9650	0,5197	0,01644	0,9608
ME <sub>desc</sub> 1-3	70	309	0,6095	0,02468	0,9431	-	-	-	6,931	0,02468	0,9430	0,5981	0,01808	0,9373
ME <sub>desc</sub> 1-4	53	312	0,7241	0,01582	0,9312	-	-	-	6,882	0,01582	0,9312	0,7188	0,01289	0,9276
ME <sub>desc</sub> 1-5	35	310	0,9827	0,02611	0,9515	-	-	-	5,513	0,02611	0,9515	0,7317	0,02367	0,9480
ME <sub>desc</sub> 1-6	21	305	1,32	0,03238	0,9985	-	-	-	5,342	0,03238	0,9984	0,9531	0,04010	0,9974
ME <sub>desc</sub> 1-7	0	305	1,82	0,1319	0,9631	-	-	-	-	-	-	0,3422	0,2063	0,9450



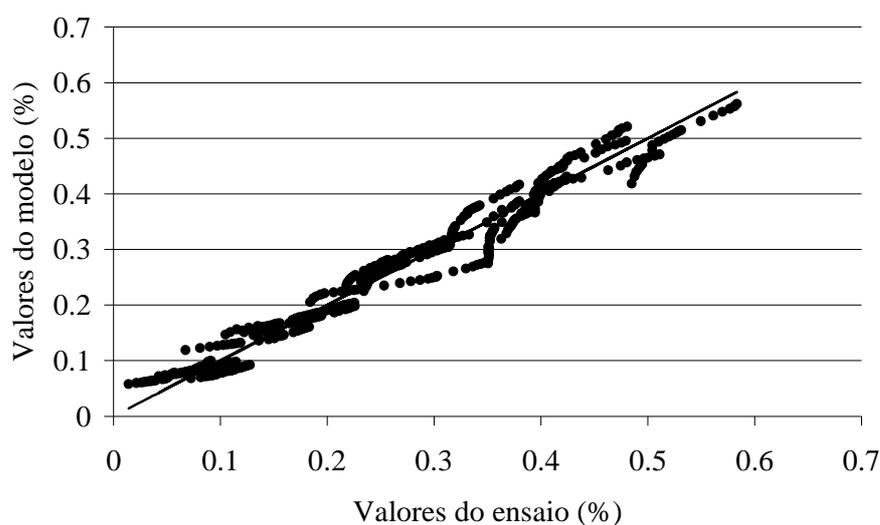
**Figura 5.48** – Modelagem de parâmetros de deformações permanentes dos modelos (2.26), (2.27), (2.28) e (2.29) em função da pressão de confinamento e da tensão desvio para corpos de prova de 25 x 50 cm



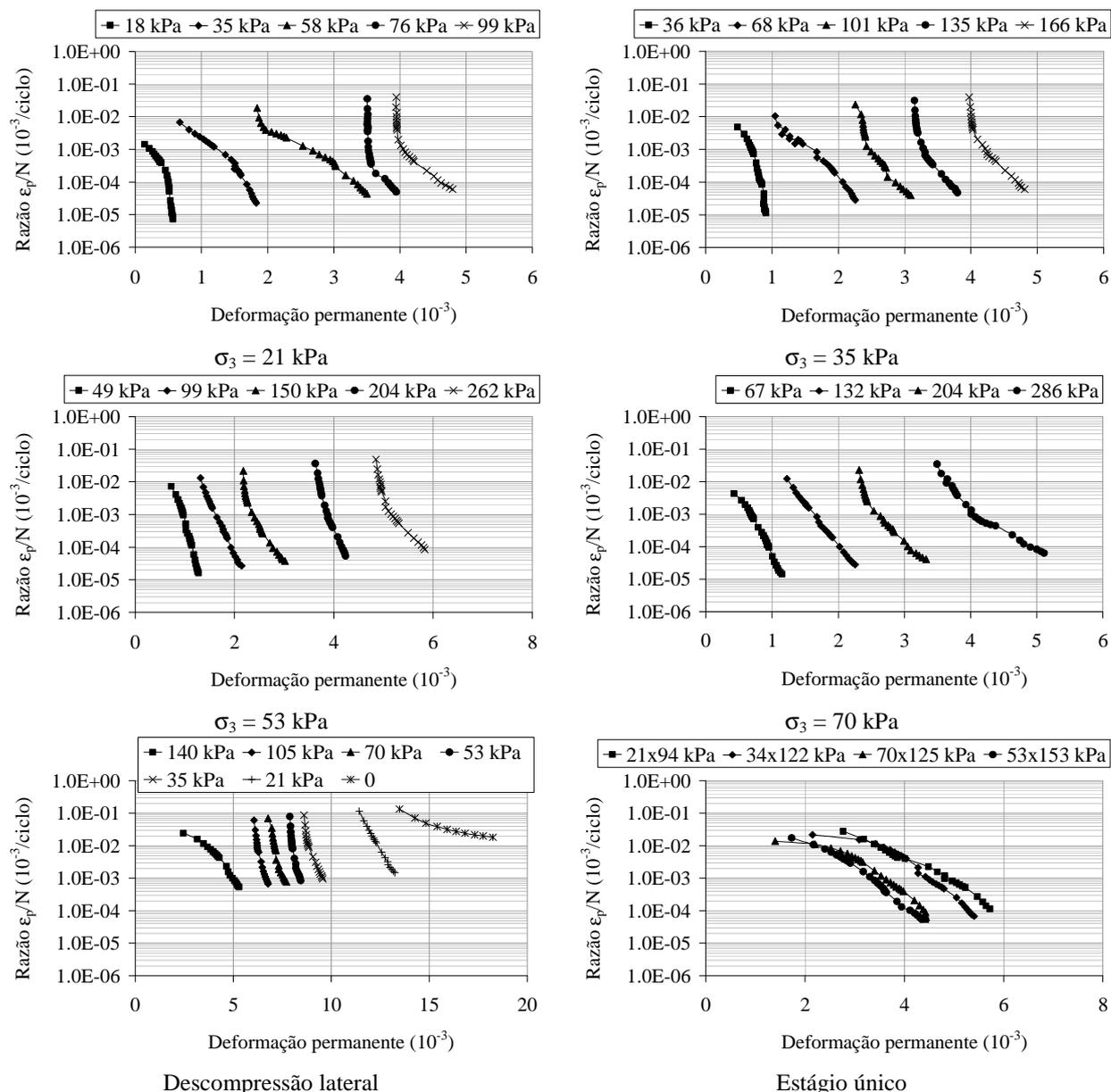
**Figura 5.49** – Comparação entre os parâmetros dos modelos (2.26), (2.27), (2.28) e (2.29) obtidos a partir do ajuste pelo modelo (4.7) e diretamente dos ensaios em relação à reta de igualdade para corpos de prova de 25 x 50 cm

**Tabela 5.25** – Parâmetros de ajuste segundo a equação (4.8) em corpos de prova de 25 x 50 cm

Parâmetro	$k_1$	$k_2$	$k_3$	$R^2$
A	0,01631	-0,2996	0,7843	0,3684
B	0,1934	0,4616	-0,5931	0,4548
$\epsilon_{pi}$	0,04225	-0,5927	0,8782	0,8564
TDP	$1,265 \times 10^{-8}$	0,3011	0,5662	0,4762
$\mu$	1,066	-0,8889	0,8821	0,8132
$\alpha$	0,3512	0,3300	0,6354	0,5822
a	0,01518	-1,907	1,939	0,8815
b	0,007561	-0,1784	0,2721	0,1370

**Figura 5.50** – Comparação entre as deformações permanentes obtidas do modelo de Guimarães (2009) e medidas diretamente nos ensaios em relação à reta de igualdade para corpos de prova de 25 x 50 cm

Para os ensaios em corpos de prova de grande porte também foi realizada a análise segundo a teoria do *Shakedown*. As curvas obtidas segundo os eixos modificados da metodologia são apresentadas pela Figura 5.51. Os comportamentos do tipo colapso incremental, ou *Shakedown C*, só foi observado para o ensaio em multiestágios de desconfinamento no estágio em que o confinamento foi completamente retirado.

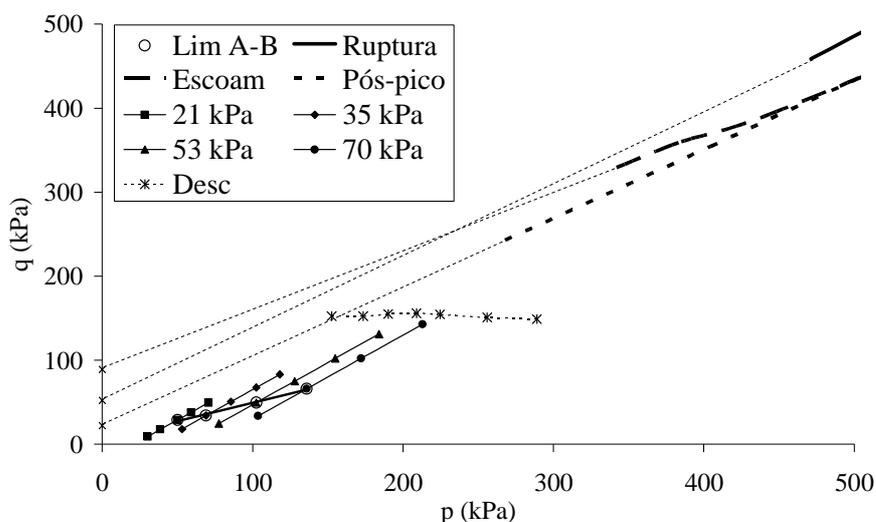


**Figura 5.51** – Análise segundo a teoria do Shakedown em corpos de prova de 25 x 50 cm

Alguns ensaios são claramente identificados como apresentando comportamento *Shakedown* A, como: DP ME 21x18, 21x35 e 35x36 kPa, além do ensaio DP ME<sub>desc</sub> 140x298 kPa. Outros precisam de uma análise mais atenta e em alguns casos modificar a escala do gráfico para poder definir o comportamento. Para ensaios como os: DP ME 53x49 e 70x67 kPa este procedimento foi necessário para comprovar o comportamento do tipo A. Os demais ensaios apresentaram comportamento do tipo B, descendente côncava.

Porém, os ensaios DP ME 21x58, 35x68, 53x99 e 70x132 kPa apresentaram um comportamento linear, intermediário entre os tipos A e B. Sendo assim estes estados de tensões foram considerados como o limite entre o comportamento dos dois tipos em cada

pressão de confinamento. A partir destas definições foram definidos os limites entre comportamentos distintos no espaço de tensões “ $p \times q$ ”. A Figura 5.52 apresenta as trajetórias de tensões dos ensaios em mutiestágios, os limites *Shakedown* e as envoltórias de escoamento, ruptura e pós-pico apresentadas no item 5.2. Observa-se que as envoltórias não são apresentadas por inteiro para que as trajetórias de tensões e os limites *Shakedown* apareçam com maior nitidez. Ainda, as envoltórias aparecem com extensões tracejadas finas para dar uma idéia de posição para os estados de tensões mais baixos.

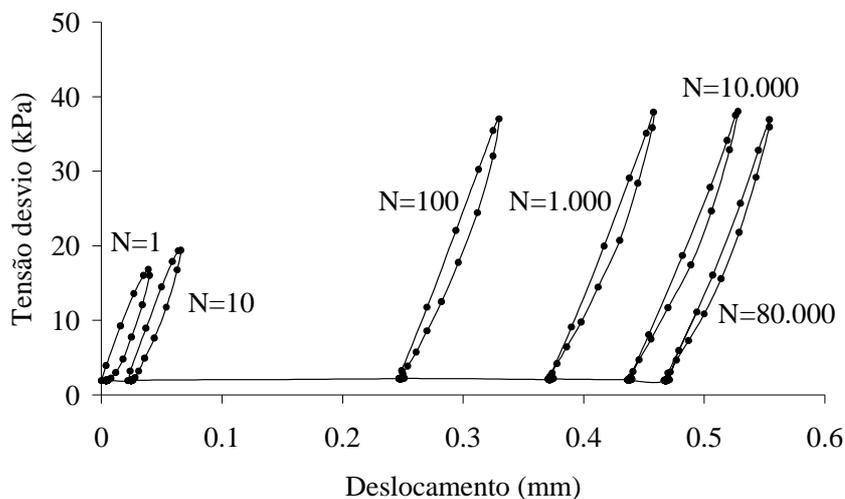


**Figura 5.52** - Trajetórias de tensões, limites *Shakedown* e envoltórias de escoamento, ruptura e pós-pico para ensaios em corpos de prova de 25 x 50 cm

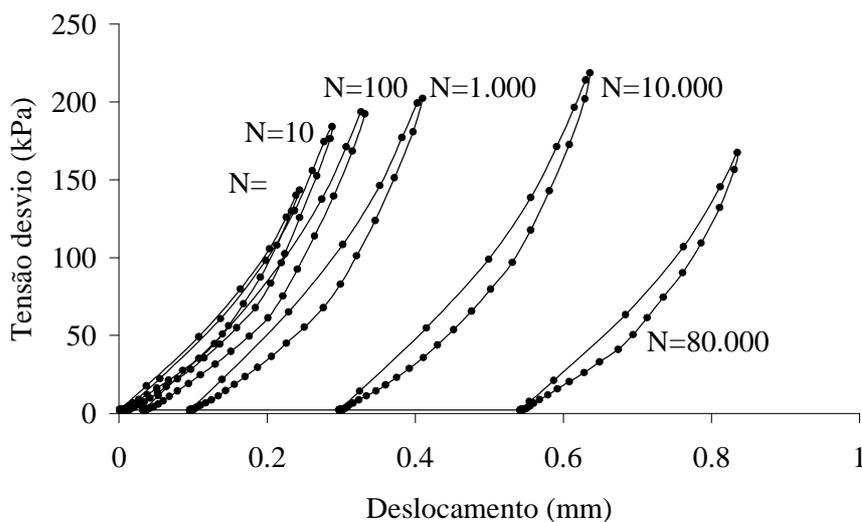
Foram escolhidos dois ensaios para a visualização dos laços de histerese, cada um com um tipo de comportamento, para verificar a evolução dos laços com o número de ciclos. A primeira seqüência de laços de histerese é referente ao ensaio DP ME 35x36 kPa e pode ser vista na Figura 5.53. Observa-se que os laços se deslocam mais para os primeiros ciclos de carga e nos últimos 70.000 ciclos pouca deformação permanente é observada. As evoluções neste sentido são típicas de comportamento do tipo *Shakedown A*.

A evolução dos laços de histerese do ensaio DP ME 70x204 kPa é apresentada na Figura 5.54. Observa-se que as deformações permanentes acumuladas entre o laço correspondente a 10.000 ciclos e o correspondente a 80.000 ciclos são um pouco maiores que as observadas no ensaio DP ME 35 x 36. Este nível de deformação permanente acumulada é típica de comportamento do tipo B ou *Shakedown plástico*. Observa-se que pouca deformação

permanente é acumulada nos primeiros ciclos de carga. Este comportamento é típico de ensaios em multiestágios.



**Figura 5.53** - Laços de histerese do ensaio DP ME 35x36 kPa em Shakedown A



**Figura 5.54** - Laços de histerese do ensaio DP ME 70x204 kPa em Shakedown B

### 5.3.3 Considerações finais sobre os ensaios de deformações permanentes

Neste item foram apresentados e analisados os resultados dos ensaios triaxiais de deformações permanentes em corpos de prova de 10 x 20 cm e de 25 x 50 cm. Estes ensaios contaram com leituras de deslocamentos a partir de LVDTs posicionados dentro da câmara triaxial e fora. A instrumentação interna apresentou resultados contraditórios e de difícil interpretação, portanto as leituras do LVDT externo foram utilizadas na obtenção das curvas

de deformações permanentes. Foram observadas as evoluções de deformações permanentes simplesmente em função do número de ciclos, executando ajustes segundo os modelos de Barksdale (1972), Monismith *et al.* (1975), Uzan (1985), Malysz (2004) e Guimarães (2009), modelos (2.29), (2.27), (2.28), (2.26) e (2.32) respectivamente. Ainda foi feito um segundo ajuste relacionando os parâmetros de deformações permanentes em função do estado de tensões. As análises segundo a teoria do *Shakedown*, conforme o procedimento descrito por Werkmeister (2003), permitiram determinar os limites entre os comportamentos do tipo “A e B” e entre “B e C”. Os limites foram apresentados no espaço de tensões  $p \times q$ , de forma semelhante ao realizado por Arnold (2004), em conjunto com as trajetórias de tensões dos ensaios e as envoltórias de escoamento, de resistência ao cisalhamento e pós-pico. Também foi observada a evolução dos laços de histerese para comportamentos *Shakedown* do tipo A, B e C.

As curvas de deformações permanentes obtidas para cada pressão de confinamento apresentaram-se bem distintas, nos ensaios em corpos de prova de 10 x 20 cm. O valor absoluto da tensão desvio apresentou grande influência na magnitude das deformações. Já para os ensaios em corpos de prova de 25 x 50 cm as curvas mostraram-se mais agrupadas mostrando maior influência da interação entre a tensão desvio e a pressão de confinamento. Como os ensaios foram realizados em apenas um material, fica difícil definir se isto é uma tendência para os ensaios de grande porte ou apenas para este material.

#### **5.4 Análises paramétricas**

Os itens anteriores apresentaram resultados dos ensaios realizados no equipamento triaxial para solos, até então utilizados na UFRGS também para agregados, e no equipamento triaxial de grande porte desenvolvido nesta tese. A análise dos ensaios permitiu determinar o comportamento dos materiais segundo diversos parâmetros.

Para avaliar o comportamento do material como camada de pavimento é necessário realizar análises mecânicas, variando diversos parâmetros e verificando a sua influência no desempenho do material ou da estrutura como um todo. Assim, foram feitas análises com o programa *Everstress 5.0*, determinando os estados de tensões atuantes no material segundo configurações estruturais variadas. A partir destes resultados foi feita uma estimativa da contribuição da camada granular para o afundamento de trilha de roda ( $ATR_g$ ) e algumas

considerações sobre os procedimentos de cálculo utilizados. Por fim, foi feita uma análise da resistência ao cisalhamento das camadas segundo os resultados dos ensaios triaxiais convencionais e o método de dimensionamento de pavimentos flexíveis da República Sul Africana.

#### 5.4.1 Seleção das estruturas a serem avaliadas e características do tráfego

Os ensaios realizados permitem caracterizar o comportamento mecânico dos materiais estudados, porém o desempenho de camadas granulares dependerá de outras variáveis como: tráfego, espessura das camadas, tipo de revestimento, etc. Sendo assim, neste item, apresenta-se uma análise abordando estruturas com diferentes configurações.

Foram analisadas as espessuras contempladas pelo Método de Dimensionamento de Pavimentos Flexíveis do DNER (1981). Excluídos os casos extremos de pavimentos muito delgados ou muito espessos, foram escolhidas três estruturas com espessuras de camadas distintas que contemplassem estados de tensões bem abrangentes. Também foi excluída da análise a possível camada de sub-base ou reforço do subleito para evitar o aumento de variáveis na análise. Abaixo da base foi considerado diretamente um subleito de solo fino de boa qualidade. Assim, foram incluídas nas análises três estruturas, classificadas segundo as espessuras de revestimento e base, assim denominadas:

- Estruturas Delgadas (ED)
- Estruturas Médias (EM)
- Estruturas Espessas (EE)

Foram supostos revestimentos dos tipos: tratamento superficial (TS) para a estrutura delgada, e concreto betuminoso usinado a quente (CBUQ) para as estruturas médias e espessas (5 e 10 cm de revestimento). Foram considerados os módulos de resiliência (MR) de 500 MPa e 5.000 MPa para o tratamento superficial e CBUQ respectivamente. Os módulos de resiliência para brita graduada foram calculados a partir dos modelos obtidos nesta tese. Para o solo de subleito foi arbitrado o módulo de resiliência de 150 MPa, que pode ser considerado um valor típico para os solos lateríticos comumente encontrados no Rio Grande do Sul.

Segundo Medina e Motta (2005) os valores de 0,25; 0,35 e 0,45 para o Coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) são os usuais para misturas asfálticas, materiais granulares e solos argilosos respectivamente. As características das estruturas são mostradas na Tabela 5.26.

**Tabela 5.26** – Configurações estruturais avaliadas nas análises mecânicas

<b>Estrutura</b>	<b>ED</b>	<b>EM</b>	<b>EE</b>	
	Tipo	TS	CBUQ	CBUQ
Revestimento	Espessura (cm)	2,5	5,0	10,0
	MR (MPa)	500	5000	5000
	$\nu$	0,25	0,25	0,25
	Tipo	Brita graduada		
Camada granular	Espessura (cm)	20	40	60
	MR (MPa)	Modelos obtidos na tese		
	$\nu$	0,35	0,35	0,35
	Tipo	Solo		
Subleito	Espessura (cm)	$\infty$	$\infty$	$\infty$
	MR (MPa)	150	150	150
	$\nu$	0,45	0,45	0,45

Para a simulação mecânicas são necessários alguns parâmetros que caracterizam o tráfego ao que as estruturas são submetidas. Desta forma foram escolhidos valores para carga por eixo e pressão de inflação dos pneus representativos de três situações como segue.

O Art. 2º da Resolução 210/2006 do Conselho Nacional de Trânsito (CONTRAN) limita peso bruto transmitido por eixo simples de roda dupla em 100 kN (tolerância de 7,5%). O eixo padrão rodoviário (utilizado para avaliações estruturais com Viga Benkelman conforme DNER ME 024/94) é definido como um eixo simples de rodas duplas com 82 kN de carga. Assim, para fins desta análise, foram utilizadas as cargas referentes ao eixo padrão (82 kN), à carga legal (100 kN) e a um excesso de carga (120 kN), abrangendo carregamentos que comumente solicitam rodovias em operação.

Seguindo o Método de Ensaio DNER-ME 24/94 para levantamentos deflectométricos, nas avaliações com a carga padrão, considerou-se uma pressão de inflação dos pneus de 0,56

MPa (80 psi) para a carga do eixo padrão rodoviário. Para as cargas de 100 e 120 kN foram utilizadas as pressões de 0,62 e 0,69 MPa respectivamente.

#### 5.4.2 Análise mecânica com o programa *Everstress 5.0*

Foram realizadas análises com o programa *Everstress 5.0* considerando os materiais, estruturas e características do tráfego descritas no item anterior. Os módulos de resiliência para a camada de base foram obtidos a partir dos modelos apresentados nos itens 5.1.1 e 5.1.2 respectivamente. A partir dos estados de tensões obtidos foram calculadas as deformações permanentes segundo os modelos apresentados no item 5.3. Por fim foi feita uma estimativa da parcela de contribuição da camada granular para o afundamento de trilha de roda  $ATR_g$ .

##### 5.4.2.1. Análises mecânicas para os resultados dos ensaios em corpos de prova de 10 x 20 cm

Foram obtidos, por meio de análises mecânicas com o programa *Everstress 5.0*, os estados de tensões atuantes nas camadas granulares das estruturas descritas no item anterior, a partir dos resultados dos ensaios em corpos de prova de 10 x 20 cm. Foram calculadas a tensão desvio e a pressão de confinamento no topo e na base da camada, no plano médio da camada e em outras profundidades intermediárias e, de forma a caracterizar os estados de tensões atuantes na camada e os seus efeitos na degradação do pavimento.

Os resultados foram dispostos em gráficos de tensão em função da profundidade (a partir do topo do revestimento) e ajustados segundo os modelos (4.8) e (4.9), respectivamente para a tensão desvio e para a pressão de confinamento. Os resultados são apresentados na Figura 5.55 e os parâmetros dos modelos na Tabela 5.27. Observa-se que o modelo proposto para a pressão de confinamento não se ajustou bem aos resultados obtidos para a estrutura delgada, então foi utilizado o modelo logarítmico (5.5), cujos parâmetros são apresentados pela Tabela 5.28.

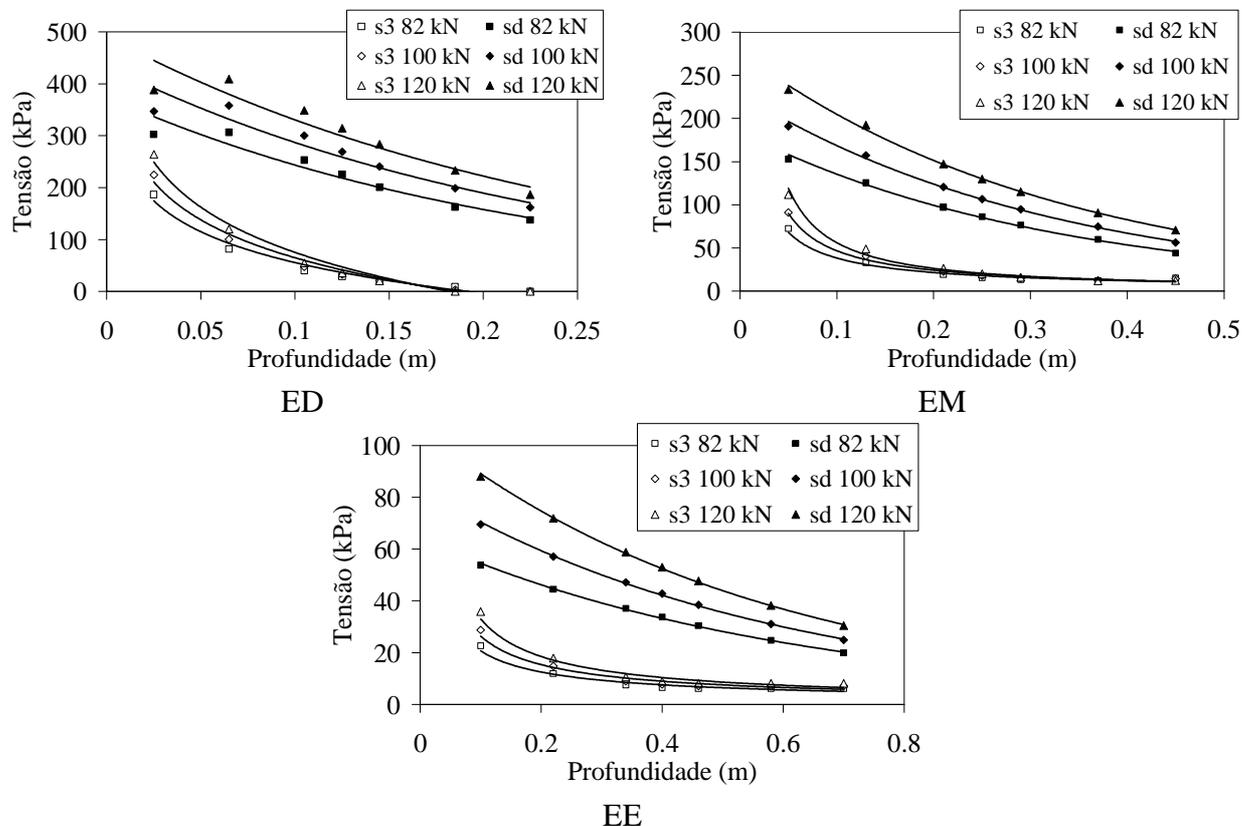
$$\sigma_3 = e \ln(p) + f \quad (5.5)$$

Onde:

- $\sigma_3$  é a pressão de confinamento (kPa)
- $p$  é a profundidade (m)
- $e$  e  $f$  são os parâmetros do modelo

Observa-se que as tensões desvio medidas nas proximidades do tratamento superficial da estrutura delgada ED são um pouco menores do que se espera pela tendência das demais profundidades. Neste caso, o comportamento é explicado pela sobreposição de efeitos a partir da profundidade de aproximadamente 5 cm. A partir dos modelos obtidos é possível estimar o estado de tensões em profundidades intermediárias àquelas inicialmente calculadas pelo programa. Com os estados de tensões nas profundidades desejadas é possível estimar as deformações permanentes segundo os resultados obtidos nos ensaios do item 5.3.

O procedimento mais utilizado para estimativa das deformações permanentes em camadas de pavimentos emprega o estado de tensões no plano médio da camada avaliada. Então é por este procedimento que começam as análises. A partir dos estados de tensões calculados foram estimados os parâmetros de deformações permanentes  $\epsilon_{pi}$  e TDP segundo o modelo (4.8), utilizando os parâmetros da Tabela 5.22. Estas informações são suficientes para a estimativa da deformação permanente para o número de ciclos desejado, utilizando a equação (2.26). As deformações permanentes calculadas (divididas por 100 para ficar adimensional), quando multiplicadas pela espessura da camada, fornecem como resultado a contribuição da camada granular para o afundamento de trilha de roda ( $ART_g$ ) do pavimento.



**Figura 5.55** – Estados de tensões atuantes na camada granular das estruturas avaliadas segundo os resultados de ensaios em corpos de prova de 10 x 20 cm

**Tabela 5.27** – Parâmetros de ajuste para os estados de tensões em função da profundidade, para os resultados dos ensaios em corpos de prova de 10 x 20 cm

Estrutura	Carga	$\sigma_3 = a \cdot p^b$			$\sigma_d = c \cdot e^{d \cdot p}$		
		a	b	R <sup>2</sup>	c	d	R <sup>2</sup>
ED	82 kN	-	-	-	375,4	-4,325	0,9559
	100 kN	-	-	-	434,6	-4,146	0,9415
	120 kN	-	-	-	491,5	-3,966	0,9189
EM	82 kN	5,632	-0,8312	0,9321	184,5	-3,097	0,9963
	100 kN	5,288	-0,9453	0,9655	229,0	-3,071	0,9981
	120 kN	4,531	-1,091	0,9836	277,1	-3,027	0,9987
EE	82 kN	3,902	-0,7239	0,9304	64,24	-1,648	0,9986
	100 kN	4,404	-0,7768	0,9349	83,56	-1,710	0,9988
	120 kN	4,840	-0,8337	0,9392	106,4	-1,769	0,9990

**Tabela 5.28** – Parâmetros de ajuste para a pressão de confinamento em função da profundidade, para os resultados dos ensaios em corpos de prova de 10 x 20 cm, segundo a equação (5.5)

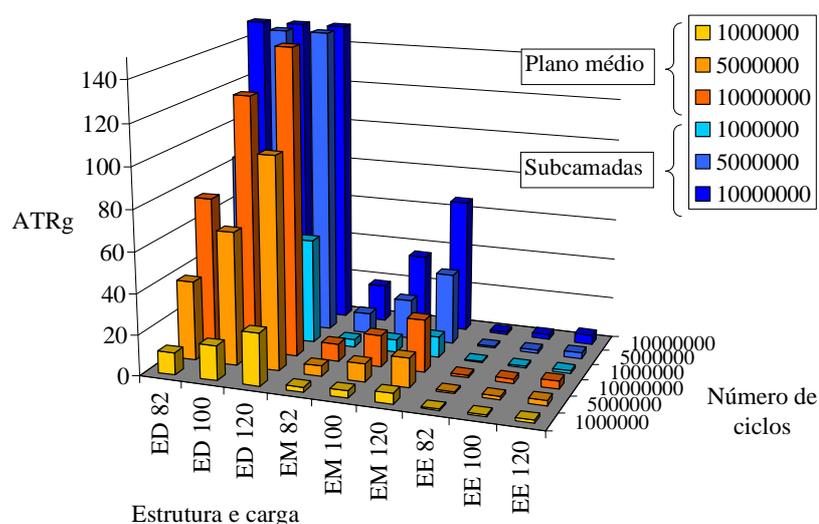
Estrutura	Carga	$\sigma_3 = e \ln(p) + f$		
		e	f	R <sup>2</sup>
ED	82 kN	-85,82	-141,8	0,9728
	100 kN	-105,3	-177,2	0,9742
	120 kN	-125,6	-213,8	0,9737

As deformações permanentes e os ATR<sub>g</sub> calculados são apresentados pela Tabela 5.29 para as estruturas e carregamentos da análise. Observa-se que valores de deformações permanentes muito elevados (acima de 20%) perdem um pouco de seu significado físico e devem ser interpretados simplesmente como ruptura. O valor obtido para estrutura delgada com 10<sup>7</sup> passagens da carga de 120 kN nem foi representado, pois resultou acima de 100%. Nenhuma surpresa, já que é uma estrutura delgada submetida a um elevado número de ciclos com carga também elevada. Os resultados do ATR<sub>g</sub> são apresentados com precisão de décimo de milímetro apenas para dar uma idéia maior da sensibilidade do procedimento.

**Tabela 5.29** – Estimativa de  $ATR_g$  para o estado de tensões atuante no plano médio da camada granular, segundo os resultados dos ensaios em corpos de prova de 10 x 20 cm

Estrutura	Carga (kN)	$\epsilon_p$ (%)			$ATR_g$ (mm)		
		$1 \times 10^6$	$5 \times 10^6$	$1 \times 10^7$	$1 \times 10^6$	$5 \times 10^6$	$1 \times 10^7$
ED	82	5,394	19,48	37,08	10,8	39,0	74,2
	100	8,498	32,69	62,92	17,0	65,4	125,8
	120	12,87	51,92	-	25,7	103,8	-
EM	82	0,5913	1,281	2,143	2,4	5,1	8,6
	100	0,9083	2,218	3,856	3,6	8,9	15,4
	120	1,335	3,595	6,421	5,3	14,4	25,7
EE	82	0,1115	0,1528	0,2044	0,7	0,9	1,2
	100	0,1707	0,2601	0,3717	1,0	1,6	2,2
	120	0,2553	0,4358	0,6614	1,5	2,6	4,0

Realizado o procedimento descrito acima, surge a dúvida se o estado de tensões atuante no plano médio da camada avaliada é representativo para a avaliação global da camada. Então a camada em análise foi dividida em cinco subcamadas e todo o processo descrito acima foi realizado para cada subcamada. Ao final, as contribuições de cada subcamada foram somadas, conforme a equação (4.10), para formar a  $ATR_g$  obtida por um processo mais preciso. Os resultados obtidos são apresentados na Tabela 5.30, sendo que os  $ATR_g$ s referentes às deformações acima de 100% são também suprimidos. A diferença entre os resultados segundo os dois métodos pode ser visualizada na Figura 5.56.



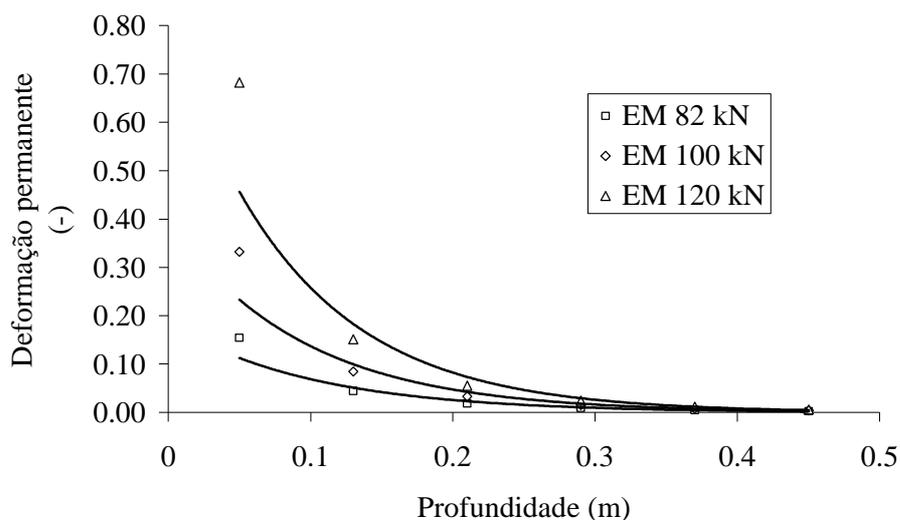
**Figura 5.56** – Comparação da estimativa de  $ATR_g$  pelo plano médio e por subcamadas, segundo os resultados dos ensaios em corpos de prova de 10 x 20 cm

**Tabela 5.30** – Estimativa de  $ATR_g$  com divisão em 5 subcamadas, segundo os resultados dos ensaios em corpos de prova de 10 x 20 cm

Estrutura	Carga (kN)	$ATR_g$ (mm) subcamadas		
		$1 \times 10^6$	$5 \times 10^6$	$1 \times 10^7$
ED	82	20,3	84,5	-
	100	33,3	-	-
	120	51,8	-	-
EM	82	3,7	10,1	18,2
	100	6,2	19,4	35,8
	120	10,2	34,9	65,9
EE	82	0,6	0,9	1,2
	100	0,9	1,6	2,4
	120	1,4	2,9	4,7

Foi observado que o  $ATR_g$  é subestimado quando calculado pelas tensões atuantes no plano médio da camada, para as estruturas delgada e média. Para a estrutura espessa, o gráfico não aparece em escala adequada, porém verificando os valores nas Tabelas 5.29 e 5.30, observa-se que são muito parecidos.

Conforme descrito no item 4.7, o próximo passo seria a determinação do  $ATR_g$  a partir da integração da função que define as deformações permanentes em função da profundidade. Além do ajuste proposto pelo modelo (4.11), foram testados outros três modelos simples. Nenhum ajustou bem os resultados, que ficaram semelhantes ao apresentado na Figura 5.57, obtida para a estrutura média e  $5 \times 10^6$  ciclos. O  $ATR_g$  é a área abaixo das curvas observadas para cada situação. Os resultados do procedimento foram semelhantes aos da divisão em subcamadas. Porém, como os modelos não definiram bem a relação da deformação permanente com a profundidade, a eficiência do procedimento se torna questionável e optou-se por não apresentar os  $ATR_g$ s assim calculados. Ainda assim, este parece ser um procedimento muito eficiente e de implementação relativamente fácil, então a sua utilização é incentivada, desde que utilizando algum modelo que represente bem a relação entre as deformações permanentes e a profundidade.

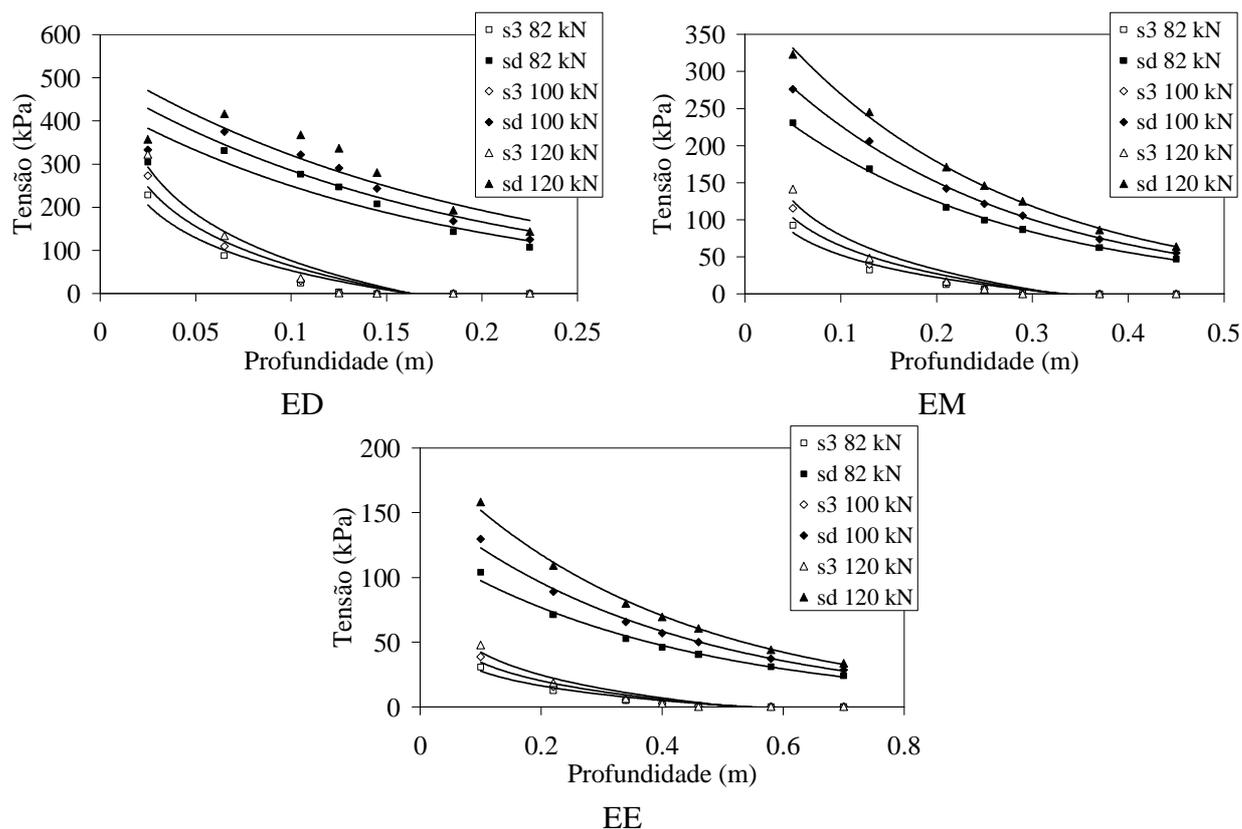


**Figura 5.57** – Relação entre as deformações permanentes e a profundidade, segundo os resultados dos ensaios em corpos de prova de 10 x 20 cm

#### 5.4.2.2. Análises mecánísticas para os resultados dos ensaios em corpos de prova de 25 x 50 cm

Este item apresenta os estados de tensões atuantes nas camadas granulares das estruturas descritas no item anterior, a partir dos resultados dos ensaios em corpos de prova de 25 x 50 cm. Os resultados são apresentados na Figura 5.58 e os parâmetros de regressão dos modelos na Tabela 5.31. O modelo proposto para a pressão de confinamento não ajustou bem os resultados, então foi utilizado o modelo logarítmico (5.5). Os parâmetros obtidos para o modelo são apresentados pela Tabela 5.32. Observa-se que as tensões desvio, nas proximidades do tratamento superficial da estrutura delgada ED, também foram um pouco mais baixas do que se espera pela tendência das demais profundidades.

A partir dos estados de tensões calculados para o plano médio da camada granular foram estimados os parâmetros de deformações permanentes  $\epsilon_{pi}$  e TDP segundo o modelo (4.8), utilizando os parâmetros da Tabela 5.25. As deformações permanentes foram estimadas para os números de ciclos desejados, utilizando a equação (2.26). As deformações permanentes e os  $ATR_g$  calculados são apresentados pela Tabela 5.33 para as estruturas e carregamentos da análise.



**Figura 5.58** – Estados de tensões atuantes na camada granular das estruturas avaliadas segundo os resultados de ensaios em corpos de prova de 25 x 50 cm

**Tabela 5.31** – Parâmetros de ajuste para os estados de tensões em função da profundidade, para os resultados dos ensaios em corpos de prova de 25 x 50 cm

Estrutura	Carga	$\sigma_3 = a \cdot p^b$			$\sigma_d = c \cdot e^{d \cdot p}$		
		a	b	R <sup>2</sup>	c	d	R <sup>2</sup>
ED	82 kN	-	-	-	441,7	-5,723	0,8834
	100 kN	-	-	-	491,2	-5,433	0,8460
	120 kN	-	-	-	534,3	-5,106	0,8003
EM	82 kN	-	-	-	278,1	-4,009	0,9984
	100 kN	-	-	-	340,9	-4,077	0,9990
	120 kN	-	-	-	407,3	-4,124	0,9987
EE	82 kN	-	-	-	123,9	-2,400	0,9938
	100 kN	-	-	-	157,5	-2,481	0,9959
	120 kN	-	-	-	196,1	-2,558	0,9975

**Tabela 5.32** – Parâmetros de ajuste para a pressão de confinamento em função da profundidade, para os resultados dos ensaios em corpos de prova de 25 x 50 cm, segundo a equação (5.5)

Estrutura	Carga	$\sigma_3 = e \ln(p) + f$		
		e	f	R <sup>2</sup>
ED	82 kN	-109,6	-199,3	0,9186
	100 kN	-132,1	-240,1	0,9198
	120 kN	-156,4	-284,1	0,9212
EM	82 kN	-43,55	-47,74	0,9284
	100 kN	-54,51	-60,51	0,9225
	120 kN	-66,74	-74,54	0,9189
EE	82 kN	-16,34	-10,02	0,9345
	100 kN	-20,64	-13,05	0,9241
	120 kN	-25,58	-16,57	0,9147

**Tabela 5.33** – Estimativa de ATR<sub>g</sub> para o estado de tensões atuante no plano médio da camada granular, segundo os resultados dos ensaios em corpos de prova de 25 x 50 cm

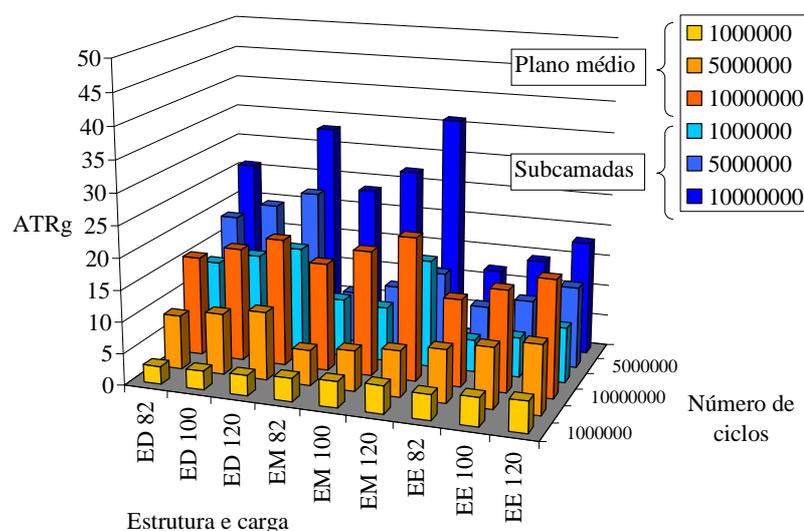
Estrutura	Carga (kN)	$\epsilon_p$ (%)			ATR <sub>g</sub> (mm)		
		1x10 <sup>6</sup>	5x10 <sup>6</sup>	1x10 <sup>7</sup>	1x10 <sup>6</sup>	5x10 <sup>6</sup>	1x10 <sup>7</sup>
ED	82	1,378	4,292	7,934	2,8	8,6	15,9
	100	1,494	4,839	9,019	3,0	9,7	18,0
	120	1,608	5,390	10,12	3,2	10,8	20,2
EM	82	0,919	1,396	4,272	3,7	5,6	17,1
	100	1,016	1,604	4,945	4,1	6,4	19,8
	120	1,110	1,823	5,664	4,4	7,3	22,7
EE	82	0,667	1,396	2,306	4,0	8,4	13,8
	100	0,742	1,604	2,682	4,5	9,6	16,1
	120	0,817	1,823	3,081	4,9	10,9	18,5

Os resultados obtidos segundo o procedimento de divisão em subcamadas são apresentados na Tabela 5.34. A diferença entre os resultados segundo os dois métodos pode ser visualizada na Figura 5.59. As análises, a partir dos resultados dos ensaios em corpos de prova de 25 x 50 cm, também mostraram que o ATR<sub>g</sub> é subestimado quando calculado pelas

tensões atuantes no plano médio da camada, para as estruturas delgada e média. Para a estrutura espessa, os afundamentos calculados foram muito parecidos. Observa-se que os resultados obtidos são sempre inferiores aos obtidos dos ensaios em corpos de prova de 10 x 20 cm. As mesmas dificuldades que foram encontradas para as integrações em relação à profundidade com resultados de corpos de prova de 10 x 20 cm foram também encontradas aqui. Portanto, valem as mesmas observações feitas no item anterior e não serão apresentados os resultados.

**Tabela 5.34** – Estimativa de  $ATR_g$  com divisão em 5 subcamadas, segundo os resultados dos ensaios em corpos de prova de 25 x 50 cm

Estrutura	Carga (kN)	$ATR_g$ (mm) subcamadas		
		$1 \times 10^6$	$5 \times 10^6$	$1 \times 10^7$
ED	82	13,1	18,8	25,9
	100	14,9	21,4	2,5
	120	16,8	24,0	33,1
EM	82	9,2	8,2	23,4
	100	8,7	9,9	27,1
	120	17,0	12,9	36,1
EE	82	5,1	8,2	12,0
	100	6,3	9,9	14,4
	120	8,7	12,9	18,1



**Figura 5.59** – Comparação da estimativa de  $ATR_g$  pelo plano médio e por subcamadas, segundo os resultados dos ensaios em corpos de prova de 25 x 50 cm

### 5.4.3 Avaliação da resistência ao cisalhamento segundo o método Sul Africano

No método de dimensionamento de pavimentos da República Sul Africana descrito por Theyse *et al.* (1996) cada camada é avaliada individualmente antes da avaliação global do pavimento como estrutura. No caso de camadas granulares é verificada a sua resistência ao cisalhamento por meio do fator de segurança apresentado pela equação (2.3). Utilizando os parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos nos ensaios triaxiais convencionais e os estados de tensões calculados pelo programa Everstress 5.0 no item 5.4.2, algumas análises são propostas.

#### *5.4.3.1. Análises mecânicas para os resultados dos ensaios em corpos de prova de 10 x 20 cm*

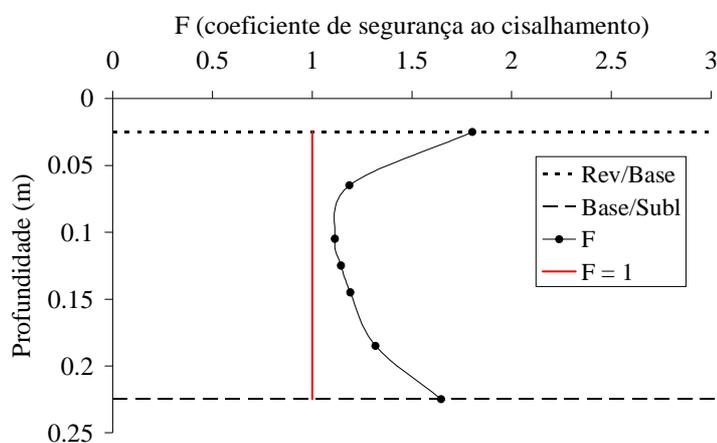
A primeira análise é com relação ao estado de tensões atuante no plano médio da camada granular. Os coeficientes de segurança obtidos são apresentados na Tabela 5.35. Observa-se que o método atesta a segurança ao cisalhamento em todas as situações analisadas. As situações mais próximas à ruptura são aquelas referentes à estrutura delgada, especialmente quando o coeficiente  $k$  é igual a 0,65, considerando uma situação de umidade elevada. A situação mais crítica é a da estrutura delgada com carga de 120 kN, para a qual o coeficiente de segurança assume o valor de 1,15. As estruturas média e espessa trabalham sempre em condição de segurança contra a ruptura ao cisalhamento da base granular.

Segundo apontado por Dawson e Kolisoja (2004), o cisalhamento de camadas granulares ocorre em seu terço superior. Sendo assim, a análise segundo o plano médio da camada não seria adequada à situação. Então foram considerados os estados de tensões calculados segundo o procedimento de divisão em subcamadas e obtidos os coeficientes de segurança. Conforme o esperado, as estruturas mais robustas e com menor carregamento apresentaram maior segurança contra a ruptura por cisalhamento. Sendo assim, são apresentados apenas os casos extremos, que oferecem alguma informação adicional para a análise.

A situação de maior interesse continua sendo a estrutura delgada e os seus coeficientes de segurança em função da profundidade são apresentados na Figura 5.60. Foi observado que, neste caso a pior situação não é no terço superior da camada e sim no centro, onde passa a ocorrer sobreposição de efeitos das duas rodas. O menor valor obtido foi de 1,11. No topo e na base da camada a situação é mais favorável.

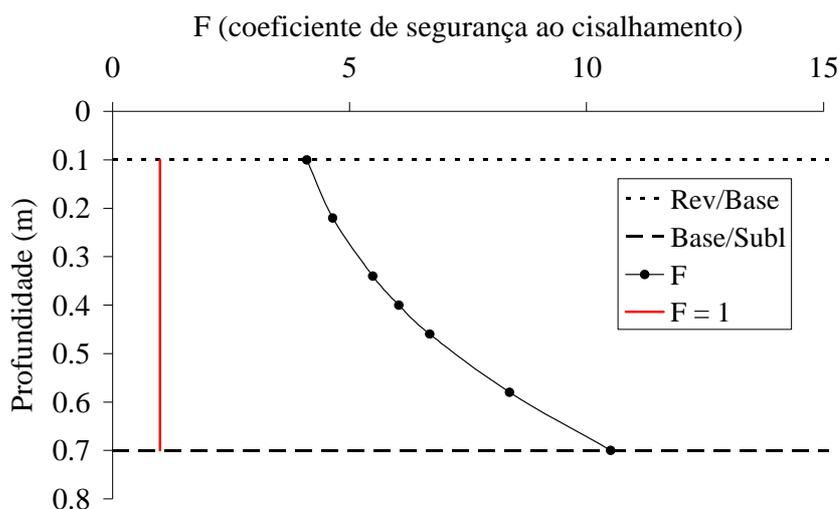
**Tabela 5.35** – Parâmetros para o cálculo do coeficiente de segurança ao cisalhamento do método Sul Africano, segundo os resultados dos ensaios em corpos de prova de 10 x 20 cm

Estrutura	Carga (kN)	$\sigma_3$ (kPa)	$\sigma_1$ (kPa)	k	c (kPa)	$\phi$ (°)	F
ED	82	29,19	254,6	0,65	61,8	60,7	1,56
	100	32,57	301,6				1,32
	120	35,91	350,6				1,15
EM	82	15,44	101,4	0,9	61,8	60,7	3,84
	100	17,78	124,4				3,13
	120	20,02	149,6				2,60
EE	82	6,530	40,22	0,9	61,8	60,7	9,41
	100	7,700	50,41				7,46
	120	8,870	61,94				6,04
ED	82	29,19	254,59	0,65	61,8	60,7	2,20
	100	32,57	301,57				1,88
	120	35,91	350,61				1,63
EM	82	15,44	101,4	0,9	61,8	60,7	5,39
	100	17,78	124,4				4,40
	120	20,02	149,6				3,66
EE	82	6,530	40,22	0,9	61,8	60,7	13,10
	100	7,700	50,41				10,40
	120	8,870	61,94				8,42



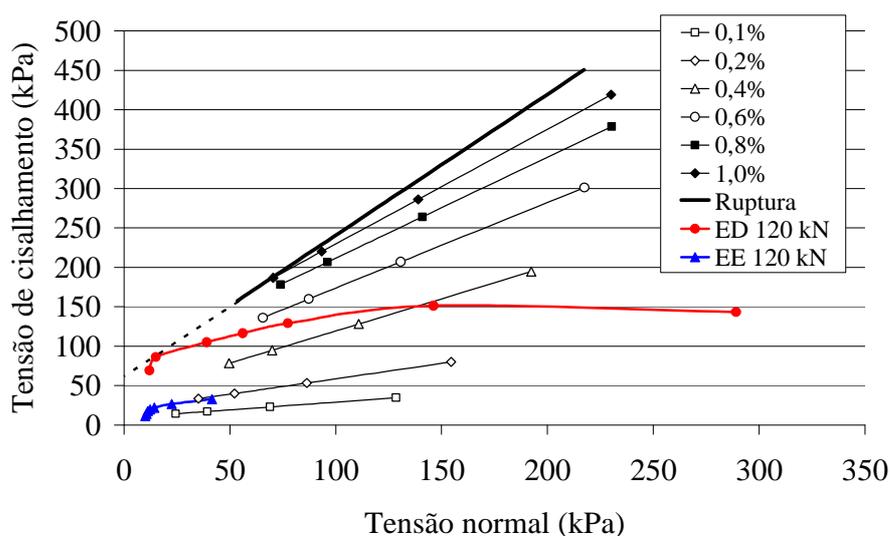
**Figura 5.60** – Coeficientes de segurança ao cisalhamento em função da profundidade para a estrutura delgada e carga de eixo de 120 kN, segundo os resultados dos ensaios em corpos de prova de 10 x 20 cm

Para a comparação de resultados em pavimentos com diferentes características, os coeficientes de segurança obtidos para a estrutura espessa são apresentados pela Figura 5.61. Nesta situação os menores coeficientes de segurança estão no topo da camada, porém sempre acima de 4. A presença de um revestimento espesso atenua as tensões de forma a eliminar o risco de ruptura por cisalhamento da camada analisada.



**Figura 5.61** – Coeficientes de segurança ao cisalhamento em função da profundidade para a estrutura espessa e carga de eixo de 120 kN, segundo os resultados dos ensaios em corpos de prova de 10 x 20 cm

Por fim, os estados de tensões atuantes nas camadas granulares das estruturas delgada e espessa carregadas por eixo de 120 kN são apresentados no espaço de tensões “ $\tau \times \sigma$ ”, conforme a Figura 5.62, na qual também são apresentadas as envoltórias de ruptura e resistência ao cisalhamento mobilizadas, anteriormente apresentadas na Figura 5.17. Observa-se que, para os estados de tensões mais baixos da estrutura delgada, nos quais pouco confinamento é mobilizado, as tensões atuantes se aproximam da envoltória de ruptura. Para a estrutura espessa, as tensões estão sempre longe da envoltória de ruptura.



**Figura 5.62** – Estados de tensões atuantes nas camadas granulares das estruturas delgada e espessa com carga de eixo de 120 kN, segundo os resultados dos ensaios em corpos de prova de 10 x 20 cm

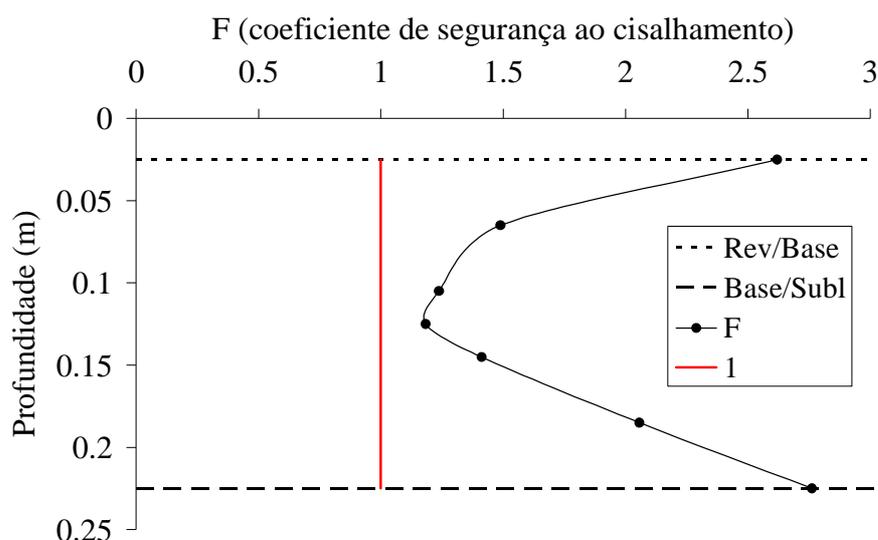
5.4.3.2. Análises mecânicas para os resultados dos ensaios em corpos de prova de 25 x 50 cm

Na análise relativa ao estado de tensões atuante no plano médio da camada granular foram obtidos os coeficientes de segurança apresentados na Tabela 5.36. Os resultados foram semelhantes aos obtidos nas análises relativas aos resultados dos ensaios em corpos de prova de 10 x 20 cm. A situação mais crítica é a da estrutura delgada com carga de 120 kN, para a qual o coeficiente de segurança assume o valor de 1,18. As estruturas média e espessa trabalham sempre em condição de segurança contra a ruptura ao cisalhamento.

**Tabela 5.36** – Parâmetros para o cálculo do coeficiente de segurança ao cisalhamento do método Sul Africano, segundo os resultados dos ensaios em corpos de prova de 25 x 50 cm

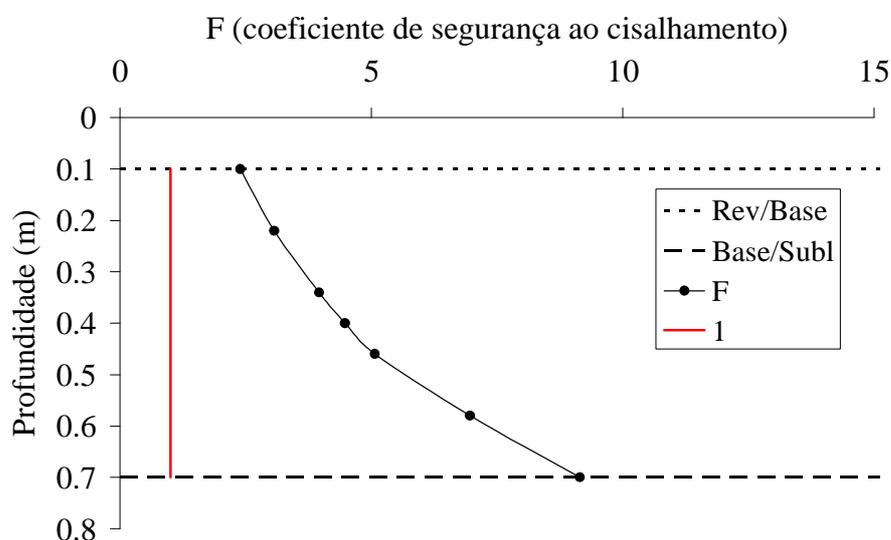
Estrutura	Carga (kN)	$\sigma_3$ (kPa)	$\sigma_1$ (kPa)	k	c (kPa)	$\phi$ (°)	F
ED	82	3,41	250,2	0,65	74	62,7	1,63
	100	2,4	293,2				1,38
	120	1,29	337,6				1,18
EM	82	6,5	106,1				4,08
	100	6,57	128,3				3,34
	120	6,45	152,6				2,78
EE	82	2,700	48,73				8,70
	100	2,720	59,78				7,02
	120	2,580	72,06				5,76
ED	82	3,41	250,2	0,9	74	62,7	2,26
	100	2,4	293,2				1,91
	120	1,29	337,6				1,64
EM	82	6,5	106,1				5,68
	100	6,57	128,3				4,65
	120	6,45	152,6				3,87
EE	82	2,700	48,73				12,07
	100	2,720	59,78				9,74
	120	2,580	72,06				7,99

Considerando os estados de tensões calculados segundo o procedimento de divisão em subcamadas os coeficientes de segurança em função da profundidade são apresentados na Figura 5.63. Foi novamente observado que a pior situação não é no terço superior da camada e sim no centro, onde passa a ocorrer sobreposição de efeitos das duas rodas. O menor valor obtido foi de 1.18, coincidindo com o plano central da camada. No topo e na base da camada a situação é mais favorável.



**Figura 5.63** – Coeficientes de segurança ao cisalhamento em função da profundidade para a estrutura delgada e carga de eixo de 120 kN, segundo os resultados dos ensaios em corpos de prova de 25 x 50 cm

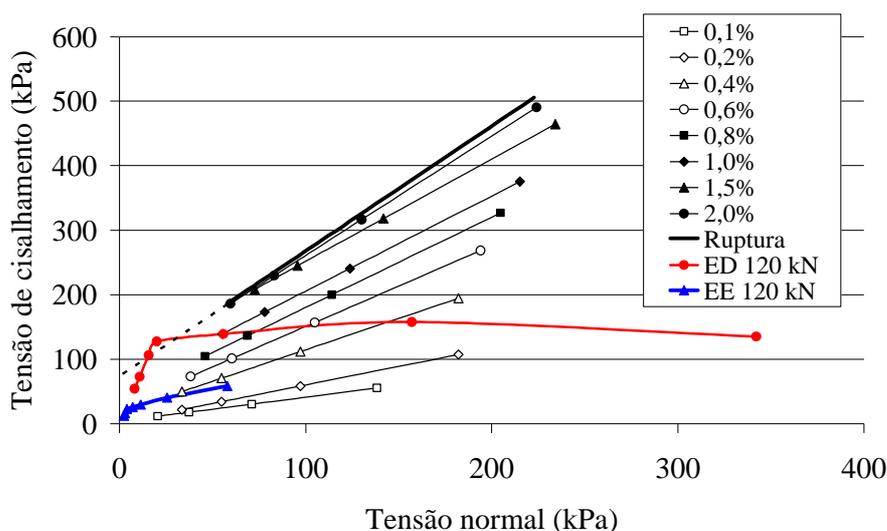
Para a comparação de resultados em pavimentos com diferentes características, os coeficientes de segurança obtidos para a estrutura espessa são apresentados pela Figura 5.64. Nesta situação os menores coeficientes de segurança estão no topo da camada. Nesta análise os coeficientes de segurança não foram tão altos, iniciando em 2,4.



**Figura 5.64** – Coeficientes de segurança ao cisalhamento em função da profundidade para a estrutura espessa e carga de eixo de 120 kN, segundo os resultados dos ensaios em corpos de prova de 25 x 50 cm

Por fim, os estados de tensões atuantes nas camadas granulares das estruturas delgada e espessa carregadas por eixo de 120 kN são apresentados no espaço de tensões “ $\tau \times \sigma$ ”,

conforme a Figura 5.65, na qual também são apresentadas as envoltórias de ruptura e resistência ao cisalhamento mobilizadas, anteriormente apresentadas pela Figura 5.27. Observa-se que, para os estados de tensões atuantes no centro da camada granular da estrutura delgada, onde o coeficiente de segurança ao cisalhamento do método Sul Africano foi mais baixo, as tensões atuantes se aproximam da envoltória de ruptura, ultrapassando ligeiramente no centro, caracterizando a ruptura por cisalhamento. Para a estrutura espessa, as tensões estão sempre longe da envoltória de ruptura.



**Figura 5.65** – Estados de tensões atuantes nas camadas granulares das estruturas delgada e espessa com carga de eixo de 120 kN, segundo os resultados dos ensaios em corpos de prova de 25 x 50 cm

#### 5.4.4 Considerações finais

Este item apresentou uma análise do comportamento mecânico do material utilizados nos ensaios como camada de base de pavimentos em diferentes configurações estruturais. Uma análise mecanística definiu os estados de tensões atuantes no plano médio da camada granular e a sua variação desde o topo até a base. Estes resultados permitiram estimativas da deformação permanente e da contribuição da camada granular para o afundamento de trilha de roda, segundo os resultados dos ensaios em corpos de prova de 10 x 20 cm e de 25 x 50 cm. As estimativas foram realizadas para as tensões atuantes no plano médio da camada e dividindo-a em 5 subcamadas. O procedimento com divisão em subcamadas mostrou-se mais eficiente, sendo que o método de cálculos com as tensões atuantes no plano médio da camada mostrou uma tendência a subestimar as deformações permanentes nas estruturas delgadas e

médias. O procedimento com integração de uma função das deformações permanentes em relação à profundidade parece eficiente e de implementação relativamente fácil. Porém os modelos utilizados na definição desta função não forneceram bons ajustes e os resultados não foram apresentados. Ainda assim, a sua utilização é incentivada, desde que utilizando algum modelo que represente bem a relação entre as deformações permanentes e a profundidade.

A análise da resistência ao cisalhamento segundo o método de dimensionamento de pavimentos flexíveis da República Sul Africana mostrou coeficientes de segurança ao cisalhamento maiores que 1, ou seja, rupturas por cisalhamento só podem ocorrer para números de ciclos muito elevados. Para a estrutura delgada a região crítica foi o plano médio da camada. Para as estruturas média e espessa a região crítica foi no topo da camada, porém sempre com coeficientes de segurança elevados. A disposição dos estados de tensões atuantes no espaço “ $\tau$  x  $\sigma$ ” mostrou resultados semelhantes aos do método sul africano, sendo que para os resultados obtidos em corpos de prova de 25 x 50 cm foram observados estados de tensões ligeiramente acima da envoltória de ruptura.

## 6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES

Neste capítulo são apresentadas as conclusões desta tese e sugestões para futuros trabalhos. São discutidas as conclusões sobre o equipamento desenvolvido, a metodologia de compactação, a metodologia de execução dos ensaios e os resultados obtidos para os ensaios de módulo de resiliência, de deformações permanentes e de carregamento monotônico. Por fim, a experiência adquirida com a execução dos primeiros ensaios permitiu uma série de sugestões no sentido da utilização do equipamento e da melhoria das suas características.

### 6.1 Conclusões

O objetivo geral da tese foi desenvolver um equipamento triaxial de grande porte com capacidade para aplicar carregamentos estáticos, monotônicos e cíclicos em corpos de prova cilíndricos com 25 cm de diâmetro e 50 cm de altura, além de conduzir e interpretar os primeiros ensaios. Entende-se que este objetivo foi cumprido, já que o equipamento encontra-se em funcionamento à disposição para outras pesquisas e os ensaios realizados foram apresentados e analisados. As análises realizadas forneceram uma série de conclusões acerca dos temas abordados e são detalhadas a seguir.

#### Quanto ao desenvolvimento do equipamento triaxial de grande porte:

A concepção, construção, calibração do equipamento até sua entrada em funcionamento, passando pela aquisição de material e usinagem das peças, estendeu-se por cerca de cinco anos. A concepção começou com a definição das peças maiores e mais pesadas, como as do pórtico de reação e a câmara triaxial e, em seguida, o detalhamento dos encaixes para as peças menores e peças móveis, como o macaco, o motor e o cilindro pneumático. A definição da instrumentação e sistemas de aquisição de dados utilizados sucedeu a montagem física do equipamento. O equipamento em sua configuração atual atende as necessidades para as quais foi projetando e os resultados obtidos nos ensaios habilitam a sua utilização para análise de materiais com tamanho máximo de partícula de 5 cm. O acúmulo de experiência na sua operação deve fornecer novas ideias para melhorias no equipamento.

#### Quanto ao procedimento de moldagem:

O procedimento de moldagem utilizando o martelo rompedor HILTI TE 706 como compactador mostrou-se muito eficiente. A utilização deste tipo de equipamento facilitou muito a compactação, que seria extremamente desgastante e praticamente inviável utilizando um soquete de Proctor. Os graus de compactação obtidos foram um pouco variados, apontando para a necessidade de um controle maior das espessuras de cada camada compactada.

#### Quanto aos métodos de ensaio:

Os métodos de ensaio utilizados mostraram-se adequados à obtenção dos parâmetros que caracterizam o comportamento mecânico de agregados graúdos para camadas de pavimentos. O método de ensaios de módulo de resiliência brasileiro encontra-se desatualizado, estando em desacordo com procedimentos consagrados internacionalmente. A duração do pulso de carga foi definida em 0,1 s para adequar os ensaios ao padrão internacional. O mesmo pulso de cargas foi utilizado para os ensaios de deformações permanentes. O método de ensaios de deformações permanentes em multiestágios de tensão desvio apresentou resultados considerados representativos e vem sendo cada vez mais utilizado no Brasil e exterior. Já para os ensaios de carregamento monotônico, a metodologia de multiestágios de pressão de confinamento apresentou resultados discutíveis, que parecem não ser representativos das características dos materiais.

#### Quanto aos ensaios de módulo de resiliência:

Foram apresentados e analisados os resultados dos ensaios triaxiais de módulo de resiliência em corpos de prova de 10 x 20 cm e de 25 x 50 cm com leituras de deslocamentos internas e externas à câmara triaxial. Foram utilizados diversos modelos de ajuste e observada a potencialidade de cada um em descrever o comportamento elástico do material. Todos os modelos utilizados se mostraram eficientes apresentando coeficientes de determinação  $R^2$  elevados. Porém o modelo composto (2.9) merece destaque já que estima os módulos de resiliência a partir da pressão de confinamento e da tensão desvio explicitamente.

Os módulos de resiliência obtidos no ensaio triaxial de grande porte foram superiores aos obtidos no equipamento para solos. Também, de forma geral, os módulos calculados com instrumentação interna, são superiores aos calculados com a instrumentação externa. Observando-se os resultados obtidos em relação ao espectro de resultados de outras pesquisas,

notou-se que foram obtidos resultados que variam significativamente com o método empregado. É de consenso na literatura técnica que a instrumentação com LVDTs posicionados dentro da câmara triaxial e solidários ao corpo de prova é a metodologia mais adequada para a medição das deformações. Vários são os fatores que apontam na direção da utilização de corpos de prova de grande porte para a avaliação de agregados. A principal, é a relação entre o diâmetro do corpo de prova e o tamanho máximo de partícula de no mínimo 5 sendo respeitada. Mas também, um corpo de prova grande permite a adaptação dos LVDTs, medindo os deslocamentos com um espaçamento mais próximo ao da camada avaliada. Sendo assim, considera-se que os resultados obtidos para o corpo de prova de grande porte com instrumentação interna são os mais representativos do comportamento do material.

#### Quanto aos ensaios monotônicos:

Os ensaios triaxiais de carregamento monotônico foram realizados em corpos de prova de 10 x 20 cm e de 25 x 50 cm. Os ensaios triaxiais de grande porte contaram com leituras de deslocamentos iniciais medidas internamente à câmara triaxial e leituras externas para os deslocamentos maiores. Para os ensaios em corpos de prova de 10 x 20 cm foi utilizada apenas instrumentação externa. A resistência ao cisalhamento foi analisada segundo os espaços de tensões " $\sigma$  x  $\tau$ " de Mohr-Coulomb e " $p$  x  $q$ " de Lambe e Whitman (1969).

Os parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos em corpos de prova de 10 x 20 cm e 25 x 50 cm foram muito semelhantes, sendo ligeiramente superiores para os corpos de prova de grande porte. Os interceptos coesivos obtidos foram 62 kPa e 74 kPa para os ensaios de 10 x 20 cm e 25 x 50 cm respectivamente e os ângulos de atrito interno, por sua vez, foram 61° e 63°. Observou-se também que os resultados obtidos nesta tese comparam-se aos mais elevados observados na bibliografia internacional. Ainda, foram obtidas envoltórias de resistência ao cisalhamento para as condições de deformações inferiores à de ruptura, além da condição de escoamento e de pós-pico.

Os resultados obtidos segundo o procedimento de multiestágios não se mostraram representativos da resistência ao cisalhamento do material. O cisalhamento do corpo de prova, mesmo que interrompido antes do pós-pico, tem forte influência na resistência mobilizada pelos estágios seguintes. O método subestima fortemente os parâmetros de resistência ao cisalhamento do material.

Também foram realizadas análises dos módulos de elasticidade tangente, secante e inicial e as suas relações com a pressão de confinamento. A obtenção do módulo de elasticidade inicial  $E_0$  só foi possível para os ensaios realizados com instrumentação interna, ou seja, os ensaios de grande porte. Os resultados apresentaram uma relação linear inversamente proporcional à pressão de confinamento. Já os módulos de Young tangente e secante apresentaram uma relação logarítmica, com os valores aumentando com a pressão de confinamento. Por fim os módulos de elasticidade foram correlacionados com os módulos de resiliência, obtendo modelos lineares para o módulo inicial e potenciais para os módulos tangente e secante.

#### Quanto aos ensaios de deformações permanentes:

Os ensaios triaxiais de deformações permanentes em corpos de prova de 10 x 20 cm foram realizados com instrumentação externa à câmara triaxial e o de 25 x 50 cm contaram com leituras de deslocamentos a partir de LVDTs posicionados dentro e fora. A instrumentação interna apresentou resultados contraditórios e de difícil interpretação, portanto as leituras do LVDT externo foram utilizadas na obtenção das curvas de deformações permanentes. Os ensaios realizados em corpos de prova de grande porte apresentaram deformações permanentes inferiores àquelas obtidas para corpos de prova de 10 x 20 cm, com magnitudes mais próximas às observadas por Werkmeister (2003) e Arnold (2004).

As evoluções das deformações permanentes em função do número de ciclos foram ajustadas segundo diversos modelos desenvolvidos no Brasil e no exterior. Ainda obtiveram-se modelos para os parâmetros de deformações permanentes em função do estado de tensões. Todos os modelos utilizados representaram bem o comportamento quanto a deformações permanentes do material estudados. Os parâmetros de deformações permanentes foram ajustados segundo os estados de tensões, permitindo a interpolação para estados de tensões intermediários aos utilizados na realização dos ensaios. Entende-se que o modelo linear é mais adequado a extrapolações para números de ciclos mais próximos à vida de serviço de pavimentos. Também foram realizados ajustes com o modelo de Guimarães (2009) obtendo diretamente a deformação permanente em função do estado de tensões e do número de ciclos. O modelo é muito prático e apresentou excelentes resultados, porém a extrapolação dos resultados não foi avaliada.

As análises segundo a teoria do *Shakedown*, conforme o procedimento descrito por Werkmeister (2003), permitiram determinar os limites entre os comportamentos do tipo “A e B” e entre “B e C”. Os limites foram apresentados no espaço de tensões  $p \times q$ , em conjunto com as trajetórias de tensões dos ensaios e as envoltórias de escoamento, de resistência ao cisalhamento e pós-pico. Também foi observada a evolução dos laços de histerese para comportamentos *Shakedown* do tipo A, B e C. As mudanças de comportamento ocorrem para diferentes relações  $\sigma_d/\sigma_3$  em baixos e em elevados estados de tensões. Para a pressão de confinamento de 21 kPa as mudanças de comportamento do tipo A para tipo B ocorreram para relações  $\sigma_d/\sigma_3$  da ordem de 2,5 a 3. Para pressões de confinamento maiores, como as de 105 e 150 kPa utilizadas somente nos ensaios 10 x 20 cm, a relação de 2,5 é suficiente para levar o material ao comportamento do tipo C. Com isso conclui-se que o valor absoluto da tensão desvio é o parâmetro de maior influência nas deformações permanentes.

As curvas de deformações permanentes obtidas para cada pressão de confinamento apresentaram-se bem distintas, nos ensaios em corpos de prova de 10 x 20 cm. O valor absoluto da tensão desvio apresentou grande influência na magnitude das deformações. Já para os ensaios em corpos de prova de 25 x 50 cm as curvas mostraram-se mais agrupadas mostrando maior influência da interação entre a tensão desvio e a pressão de confinamento. Como os ensaios foram realizados em apenas um material, não foi possível definir se isto é uma tendência para os ensaios de grande porte ou apenas para este material.

#### Quanto aos resultados das análises paramétricas:

Através de uma análise paramétrica discutiu-se o comportamento mecânico do material utilizado nos ensaios, como camada de base de pavimentos em diferentes configurações estruturais. Uma análise mecanística definiu os estados de tensões atuantes no plano médio da camada granular e a sua variação desde o topo até a base. Estes resultados permitiram estimativas da deformação permanente e da contribuição da camada granular para o afundamento de trilha de roda. As estimativas foram realizadas para as tensões atuantes no plano médio da camada e dividindo-a em 5 subcamadas. O procedimento com divisão em subcamadas mostrou-se mais eficiente, sendo que o método de cálculos com as tensões atuantes no plano médio da camada mostrou uma tendência a subestimar as deformações permanentes nas estruturas delgadas e médias. O procedimento com integração de uma função das deformações permanentes em relação à profundidade parece adequado e de

implementação relativamente fácil. Porém os modelos utilizados na definição desta função não forneceram bons ajustes e os resultados não foram apresentados. Ainda assim, a sua utilização é incentivada, desde que utilizando algum modelo que represente bem a relação entre as deformações permanentes e a profundidade.

A análise da resistência ao cisalhamento segundo o Método de Dimensionamento de Pavimentos Flexíveis da República Sul Africana mostrou coeficientes de segurança ao cisalhamento sempre acima de 1, ou seja, rupturas por cisalhamento só podem ocorrer para números de ciclos muito elevados. Para a estrutura delgada a região crítica foi o plano médio da camada. Para as estruturas média e espessa a região crítica foi no topo da camada, porém sempre com coeficientes de segurança elevados. A disposição dos estados de tensões atuantes no espaço “ $\tau \times \sigma$ ” mostrou resultados semelhantes aos dos resultantes da aplicação do Método Sul Africano, sendo que para os resultados obtidos em corpos de prova de 25 x 50 cm foram observados estados de tensões ligeiramente acima da envoltória de ruptura.

## 6.2 Sugestões

Ao colocar um novo equipamento desenvolvido em funcionamento sempre existirão ajustes e melhorias a serem feitas. A experiência acumulada com a operação do equipamento na execução dos primeiros ensaios fornece novas ideias para que os procedimentos sejam mais eficientes. Assim, são feitas algumas sugestões no sentido de melhorias para o equipamento e novas análises:

- A principal sugestão é que o potencial do equipamento seja amplamente explorado, executando ensaios em materiais com diferentes características e com aplicações em diferentes áreas do conhecimento, como: lastro de ferrovias, pavimentos aeroportuários, trincheiras de agregados para estabilização de taludes, etc. Também, podem ser executados ensaios em solos finos utilizando corpos de prova de diferentes tamanhos, visando comparar os resultados e definir as principais questões operacionais, excluindo-se a influência do tamanho de agregado.
- Os ensaios cíclicos com tensões desvio elevadas levantaram dúvidas sobre a capacidade do corpo do macaco suportar as cargas por períodos prolongados. Ainda, a câmara triaxial apoiada diretamente sobre o macaco balança tanto

mais quanto maiores as cargas do ensaio. Isto pode até mesmo influenciar nos resultados dos ensaios. Então, sugere-se a confecção de uma peça de conexão da câmara triaxial diretamente na estrutura inferior, fornecendo um apoio mais rígido para a execução dos ensaios cíclicos.

- A saída dos cabos da instrumentação interna pelo topo da câmara triaxial dificulta a movimentação das peças e aumenta o risco de acidentes durante a montagem do ensaio. Os cabos da instrumentação devem sair pela base da câmara, facilitando o processo de montagem do ensaio.
- O posicionamento dos transdutores de deslocamento no terço médio do corpo de prova parece muito restritivo. O posicionamento adotado no equipamento existente na Universidade de Nottingham nos 50% centrais do corpo de prova parece mais adequado.
- Sugere-se também a instrumentação para a medição do deslocamento horizontal do corpo de prova, permitindo a estimativa das deformações volumétricas e a obtenção do coeficiente de Poisson.
- O posicionamento das células de carga fora da câmara triaxial pode induzir algum erro nas medições. O principal erro possível é relacionado com o atrito entre o pistão de cargas e a câmara triaxial. Ainda que se utilizem rolamentos lineares para minimizar este efeito, algum atrito ainda deve persistir. Então se sugere que as células de carga sejam fixadas diretamente no topo do cabeçote do corpo de prova.
- As análises integrando a função de deformações permanentes em relação à profundidade podem ser tomadas como padrão no cálculo dos afundamentos de trilha de roda. Uma função adequada deve ser definida para representar as deformações permanentes ao longo da camada analisada. Um ajuste polinomial de grau elevado pode ser uma boa solução.
- Estudar a possibilidade de utilizar um sistema hidráulico em substituição ao pneumático.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- American Association of State Highway and Transportation Officials - AASHTO TP46 (1996). Standard Test Method for Determining the Resilient Modulus of Soils and Aggregate Materials. Edition 1B. Washington D.C.
- American Association of State Highway and Transportation Officials - AASHTO T294 (1994). Standard Method of Test for Resilient Modulus of Unbound Granular Base/Subbase Materials and Subgrade Soils. SHRP Protocol P46. Washington D.C.
- American Association of State Highway and Transportation Officials - AASHTO (2002). Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide. Washington, D. C.
- American Society for Testing and Materials - ASTM D 1241 (2000). Standard Specification for Materials for Soil-Aggregate Sub-base, Base, and Surface Courses. West Conshohocken.
- American Society for Testing and Materials - ASTM D 2850 (2003). Standard Method for Materials for Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils. West Conshohocken.
- Arnold, G. (2000). Performance Based Specifications for Road Construction and Materials. Unbound Aggregates in Road Construction, UNBAR 5. Dawson (ed.) © Balkema, Rotterdam. pp. 183 a 191.
- Arnold, G.; Hughes, D.; Dawson, A.R.; Robinson, D. (2003) Design of Granular Pavements. Transportation Research Board 1819 pp. 194 a 200.
- Arnold, G. (2004) **Rutting of Granular Pavements**. Doctor of Philosophy Thesis, University of Nottingham, Nottingham, 440 p.
- Arnold, G.; Dawson A. (2006). Rut Depth Prediction of Thin Bituminous Surfaced Granular Pavements. 10<sup>th</sup> International Conference on Asphalt Pavements. Quebec.
- Arnold, G.; Dawson A.; Hughes, D.; Robinson, D. (2004). Deformation Behaviour of Granular Pavements. Pavements Unbound, UNBAR 6, Dawson (ed.) © Balkema, Rotterdam. pp. 169 a 177.
- Arnold, G.; Arnold, D.; Dawson A.; Hughes, D.; Robinson, D.; Werkmeister, S.; Alabaster, D.; Ellis, J. Ashby, R.; Lowe, J. (2008). Rut Depth Prediction on Granular Pavements Using the Repeated Loads Triaxial Apparatus and Application in New Zealand Specifications for Granular Materials, UNBAR 7. Ellis, Yu, McDowell, Dawson & Thom (eds.) © Balkema, Rotterdam. pp. 65 a 71.
- Ashby, M. F.; Jones, D. R. H. (1996). Engineering Materials 1 – An Introduction to Their Properties & Applications. 2<sup>nd</sup> edition. Oxford: Butterworth-Heinemann, 306 p.
- Ashby, M. F.; Jones, D. R. H. (1998). Engineering Materials 2 – An Introduction to Microstructures, Processing & Design. 2<sup>nd</sup> edition. Oxford: Butterworth-Heinemann, 381 p.

- American Standard Materials - ASM (1991). International - The Materials Information Society. ASM Handbook – Materials Selection and Design. Material Park, Ohio, Vol. 20, 901 p.
- Associação Brasileira do Alumínio – ABAL (2001). Guia Técnico do Alumínio. Vol. 5, 1ª ed., São Paulo 96 p.
- Association Française de Normalisation – AFNOR NF P 98-235-1 (1995). Essais Relatifs aux Chaussées – Matériaux non Traités. Partie 1: Essai Triaxial à Chargements Répétés. Paris.
- Balbo, J. T. (2007). Pavimentação Asfáltica: Materiais, Projeto e Restauração. São Paulo: Oficina de Textos, 557 p.
- Barksdale, R. D. (1972). Laboratory Evaluation of Rutting in Base Course Materials. Third International Conference on Structural Design of Asphalt Pavements, London, pp. 161 a 174.
- Benevides, S. A. de S. e (2000). **Análise Comparativa dos Métodos de Dimensionamento de Pavimentos Asfálticos: Empírico do DNER e da Resiliência da COPPE/UFRJ em Rodovias do Estado do Ceará.** *Dissertação de Mestrado*, Coordenação dos Programas de Pós-Graduação da Universidade Federal do Rio de Janeiro - COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 192 p.
- Bernardes, J. de A. (2008). Desenvolvimento de um Equipamento Hollow Cylinder Torcional para Solos. *Tese de Doutorado*. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul - PPGEC/UFRGS. Porto Alegre. 263 p.
- Bishop, A. W.; Henkel, D. J. (1957). The Measurements of Soil Properties in Triaxial Tests. Edward Arnold Ed., London, 190 p.
- Caputo, H.P. (1977). Mecânica dos Solos e suas Aplicações. 5º ed. Rio de Janeiro. Livros Técnicos e Científicos, 242 p.
- Casagrande, F. (2003). **Estudo da Influência do Teor de Finos na Condutividade Hidráulica e Deformabilidade Elástica de Britas.** *Dissertação de Mestrado*. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul - PPGEC/UFRGS. Porto Alegre. 145 p.
- CONSELHO NACIONAL DE TRÂNSITO – CONTRAN (2006). Resolução nº 210. Limites de Peso e Dimensões para Veículos que Transitem por Vias Terrestres. Brasília.
- Darous, J. (2003). **Estudo Comparativo entre Sistemas de Cálculo de Tensões e Deformações Utilizados em Dimensionamento de Pavimentos.** *Dissertação de Mestrado*, Coordenação dos Programas de Pós-Graduação da Universidade Federal do Rio de Janeiro - COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 305 p.
- Dawson, A.; Kolisoja, P. (2004). Permanent Deformations. Report on Task 2.1 of ROADDEX II Project – Northern Periphery, Inverness – Scotland, 48 p.
- Departamento Autônomo de Estradas de Rodagem do Rio Grande do Sul – DAER/RS ES P 04 (1991). Sub-base Granular. Especificação de Serviço. Porto Alegre.

- Departamento Autônomo de Estradas de Rodagem do Rio Grande do Sul- DAER/RS ES P 08 (1991). Base Granular. Especificação de Serviço. Porto Alegre.
- Departamento Nacional de Estradas de Rodagem – DNER (1981) Método de Projeto de Pavimentos Flexíveis. 3ª edição. IPR – publicação 667. Rio de Janeiro.
- Departamento Nacional de Estradas de Rodagem – DNER ES 301 (1997). Pavimentação – Sub-base Estabilizada Granulometricamente. Especificação de Serviço. Rio de Janeiro.
- Departamento Nacional de Estradas de Rodagem – DNER ES 303 (1997). Pavimentação – Base Estabilizada Granulometricamente. Especificação de Serviço. Rio de Janeiro.
- Departamento Nacional de Estradas de Rodagem – DNER ME 024 (1994). Pavimento – Determinação das Deflexões pela Viga Benkelman. Método de Ensaio. Rio de Janeiro.
- Departamento Nacional de Estradas de Rodagem - DNER ME 035 (1994). Agregados – Determinação da Abrasão *Los Angeles*. Método de Ensaio. Rio de Janeiro.
- Departamento Nacional de Estradas de Rodagem - DNER ME 049 (1994). Solos – Determinação do Índice de Suporte Califórnia Utilizando Amostras Não-Trabalhadas. Método de Ensaio. Rio de Janeiro.
- Departamento Nacional de Estradas de Rodagem - DNER ME 054 (1994). Equivalente de Areia. Método de Ensaio. Rio de Janeiro.
- Departamento Nacional de Estradas de Rodagem - DNER ME 080 (1994). Solos – Análise Granulométrica por Peneiramento. Método de Ensaio. Rio de Janeiro
- Departamento Nacional de Estradas de Rodagem - DNER ME 129 (1994). Solos – Compactação Utilizando Amostras Não-Trabalhadas. Método de Ensaio. Rio de Janeiro.
- Departamento Nacional de Estradas de Rodagem - DNER ME 131 (1994). Solos – Determinação do Módulo de Resiliência. Método de Ensaio. Rio de Janeiro.
- Departamento Nacional de Estradas de Rodagem - DNER PRO 120 (1997). Coleta de Amostras de Agregados. Procedimento. Rio de Janeiro.
- Departamento Nacional de Estradas de Rodagem - DNER PRO 199 (1996). Redução de Amostras de Campo de Agregados para Ensaio de Laboratório. Procedimento. Rio de Janeiro.
- Departamento Nacional de Estradas de Rodagem - DNER PRO 257 (1999). Estudo e Amostragem de Rochas em Pedreiras para Fins Rodoviários. Procedimento. Rio de Janeiro.
- Dias, J. F. (2004) **Avaliação de Resíduos da Fabricação de Telhas Cerâmicas para seu Emprego em Camada de Pavimento de Baixo Custo**. *Tese de Doutorado*, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia de Construção Civil, São Paulo, 268 p.
- Dias, I. de M. (2007) **Estudo de Solos Tropicais para Uso em Pavimentação a Partir de Ensaio Triaxiais Estáticos**. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 139 p.

- Dias, I. de M.; Parreira, A. B.; Frenandes Júnior, J. L. (2007). Estudo do Comportamento Mecânico de Solos Tropicais Usados em Pavimentação a Partir de Ensaio Triaxiais Estáticos. XXI Congresso de Ensino e Pesquisa em Transportes – ANPET. Rio de Janeiro/RJ.
- Donovan, P. R.; Tutumluer E. (2008). The Anti-Shakedown Effect. *Advances in Transportation Geotechnics*, UNBAR 7. Ellis, Yu, McDowell, Dawson & Thom (eds.) © Balkema, Rotterdam. pp. 111 a 116.
- El abd, A.; Hornych, P.; Breyse, D.; Denis, A.; Chazallon, C. (2004). A Simplified Method of Prediction of Permanent Deformation of Unbound Pavements Layers. *Pavements Unbound*, UNBAR 6. Dawson (ed.) © Balkema, Rotterdam. pp. 179 a 189.
- Espinosa, R. P. E. (1987). **Ensaio Triaxiais de Carga Repetida de uma Brita**. *Dissertação de Mestrado*. Coordenação dos Programas de Pós-Graduação da Universidade Federal do Rio de Janeiro - COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 107 p.
- Everseries (2005). User's Guide – Pavement Analysis Computer Software and Case Studies. Washington State Department of Transportation. Disponível no endereço “[www.wsdot.wa.gov/biz/mats/pavement](http://www.wsdot.wa.gov/biz/mats/pavement)” em 10 de março de 2009.
- Fernandes, C. G. (2004) **Caracterização Mecânica de Agregados Reciclados de Resíduos da Construção e Demolição dos Municípios do Rio de Janeiro e de Belo Horizonte para Uso em Pavimentação**. *Dissertação de Mestrado*. Coordenação dos Programas de Pós-Graduação da Universidade Federal do Rio de Janeiro - COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 193 p.
- Fernandes, C. G.; Motta, L. M. G. (2005) Caracterização de Agregados Reciclados de Resíduos da Construção e Demolição do Rio de Janeiro e de Belo Horizonte para Uso em Pavimentação. XIX Congresso de Ensino e Pesquisa em Transportes – ANPET. Recife/PE. pp. 1351 a 1361.
- Ferreira, J. G. H. M. (2002-a). **Elaboração e Análise da Base de Dados de Ensaio Triaxiais Dinâmicos da COPPE/UFRJ**. *Dissertação de Mestrado*. Coordenação dos Programas de Pós-Graduação da Universidade Federal do Rio de Janeiro - COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.
- Ferreira, J. G. H. M. ; Motta, L. M. G. (2002). Análise comparativa de Modelos de Resiliência de Solos e Materiais não Tratados Quimicamente. XVI Congresso de Ensino e Pesquisa em Transportes – ANPET. Natal/RN. pp. 109 a 120.
- Ferreira, P. M. V. (1998) **Estudo de um Solo Residual de Arenito da Rodovia RS 239 – Ensaio Triaxiais Servo-Controlados**. *Dissertação de Mestrado*. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 114 p.
- Ferreira, P. M. V. (2002-b) **Estudo do Comportamento Mecânico de um Solo Residual de Arenito da Formação Botucatu**. *Tese de Doutorado*. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul – PPGE/UFRGS, Porto Alegre, 234 p.

- Franco, F. A. C. P. (2000) **Um Sistema Para Análise Mecânica de Pavimentos Asfálticos**. *Dissertação de Mestrado*. Coordenação dos Programas de Pós-Graduação da Universidade Federal do Rio de Janeiro COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 168 p.
- Garg, N.; Thompson, M. R. (1997). Triaxial Characterization of Minnesota Road Research Project Granular Materials. *Transportation Research Record* Washington DC. nº 1577 p. 27 a 36.
- Gidel, G.; Breysse, D.; Denis, A.; Hornych, P. (2002). Modeling Unbound Granular Material from Laboratory and Field Measurements. *Bearing Capacity of Roads, Railways and Airfields*. Lise, pp. 1001 a 1012.
- Glatz, T.; Jenkins, K. J. (2007). Design and Construction of the Large-Scale Tri-Axial Testing Apparatus. *Advanced Characterization of Pavement and Soil Engineering Materials*. Loizos, Scarpas & Al-Qadi (eds.), © Taylor and Francis Group, London. pp. 317 a 326.
- Gudishala, R. (2004) **Development of Resilient Modulus Prediction Models for Base and Subgrade Pavements Layers From in situ devices tests results**. *Master's thesis*. Louisiana State University, Baton Rouge. 133 p.
- Guimarães, A.C. (2001) **Estudo de Deformação Permanente em Solos e a Teoria do Shakedown Aplicada a Pavimentos Flexíveis**. *Dissertação de Mestrado*. Coordenação dos Programas de Pós-Graduação da Universidade Federal do Rio de Janeiro COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 280 p.
- Guimarães, A. C. R.; Motta, L. M. G. da; Medina, J. de (2004). Estudo da Deformação Permanente em Solos Tropicais Sob Carga Repetida para a Previsão do Afundamento de Trilha de Roda em Rodovias. III Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia. Curitiba/PR.
- Guimarães, A. C. R.; Motta, L. M. G. da (2008). A Study on Permanent Deformation of Lateritic Soils Including the Shakedown Concept. *Advances in Transportation Geotechnics, UNBAR 7*. Ellis, Yu, McDowell, Dawson & Thom (eds.) © Balkema, Rotterdam. pp. 149 a 155.
- Guimarães, A.C. (2009) **Um Método Mecânico Empírico para a Previsão da Deformação Permanente em Solos Tropicais Constituintes de Pavimentos**. *Tese de Doutorado*. Coordenação dos Programas de Pós-Graduação da Universidade Federal do Rio de Janeiro COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 352 p.
- Hicks, G. R. (1970) **Factors Influencing the Resilient Properties of Granular Materials**. *Doctor of Philosophy Dissertation*. Institute of Transportation and Traffic Engineering. University of California. Berkeley. P. 502.
- Jeon, E. J.; Steven, B.; Harvey, J. (2008). The Evaluation of In-Place Recycled Asphalt Concrete as an Unbound Granular Base Material. *Advances in Transportation Geotechnics, UNBAR 7*. Ellis, Yu, McDowell, Dawson & Thom (eds.) © Balkema, Rotterdam. pp. 193 a 199.
- Lambe, T. W.; Whitman, R. V. (1969). *Soil Mechanics*. New York: John Wiley. 553p.

- Laboratoire Central des Ponts et Chaussées LCPC (2004) – (disponível em [www.lcpc.fr](http://www.lcpc.fr))
- Leite, F. da C. (2007) **Comportamento Mecânico de Agregado Reciclado de Resíduo Sólido da Construção Civil em Camadas de Base e Sub-base de Pavimentos**. *Dissertação de Mestrado*, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia de Transportes, São Paulo, 185 p.
- Lekarp, F.; Richardson, I. R.; Dawson, A. (1996). Influences of Permanent Deformation Behavior of Unbound Granular Material. *Transportation Research Record* n°1547, pp. 68 a 75.
- Lekarp, F. (1999). **Resilient and Permanent Deformation Behaviour of Unbound Aggregates under Repeated Loading**. *Doctoral Thesis*. Royal Institute of Technology at Stockholm, Sweden.
- Lekarp, F.; Isacsson, U.; Dawson, A. (2000). State of the Art – II: Permanent Strain Response of Unbound Aggregates. *American Society of Civil Engineers (ASCE) Journal of Transportation Engineering*. vol. 126, pp. 76 a 83.
- Lekarp, F.; Isacsson, U. (2000). Development of a Large-Scale Triaxial Apparatus for Characterization of Granular Materials. *International Journal of Road Materials and Pavement Design*. vol. 1 no 2, pp. 165 a 196
- Lekarp, F.; Isacsson, U. (2001). The Effects of Grading Scale on Repeated Load Triaxial Tests Results. *International Journal of Pavement Engineering*. vol. 2, no 2, pp. 85 a 101.
- Loktik, O.; Blaer, A. (2005) Error analysis Tutorial. Columbia University, New York. Disponível em <http://phys.columbia.edu/~tutorial/index.html> (03/06/09).
- Macêdo, J. A. G. (1996) **Interpretação de Ensaio Defletométrico para Avaliação Estrutural de Pavimentos Flexíveis**. *Tese de Doutorado*, Coordenação dos Programas de Pós-Graduação da Universidade Federal do Rio de Janeiro - COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 477 p.
- Malysz, R. (2004) **Comportamento Mecânico de Britas Empregadas em Pavimentação**. *Dissertação de Mestrado*. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul – PPGEC/UFRGS. Porto Alegre, 166 p.
- Malysz, R.; Núñez, W. P.; Ceratti, J. A. P. (2004-a). Influência da Compactação no Comportamento Mecânico de uma Brita Graduada. *Solos e Rochas – Revista Latino-americana de Geotecnia*, v.27, n° 3, pp. 261 a 272.
- Malysz, R.; Núñez, W. P.; Ceratti, J. A. P. (2004-b). Proposição de uma Metodologia de Análise Conjunta de Resistência e Deformabilidade em Britas para Pavimentos. *Teoria e Prática na Engenharia Civil*, v.5, pp. 71 a 79.
- Marmitt, H. M. (2002) **Caracterização de Propriedades Resilientes de Três Britas Graduas Utilizadas em Pavimentos no Sul do Brasil**. *Dissertação de Mestrado*. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul – PPGEC/UFRGS. Porto Alegre, 131 p.

- Martins, F. B. (1994) **Automatização do Equipamento Triaxial visando o estudo de solos tropicais cimentados**. *Dissertação de Mestrado*. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul – PPGEC/UFRGS. Porto Alegre, 133 p.
- Martins, F. B.; Bica, A. V. D.; Bressani, L. A.; Soares, J. M. D. (1996). Equipamento Triaxial com Controle Automático de Trajetória de Tensões. *Solos e Rochas*. São Paulo. Vol. 19, pp. 151-161.
- Masad, S. A.; Little, D. N. (2004). Sensitivity Analysis of Flexible Pavement Response and AASHTO 2002 Design Guide to Properties of Unbound Layers. Research Report ICAR-504-1 – International Center for Aggregates Research. Austin, Texas. 144p.
- Medina, J. de; Motta, L. M. G. da (2005). Mecânica dos Pavimentos. Rio de Janeiro. 2ª edição, ISBN 85-905987-1-3, 574 p.
- Monismith, C. L.; Ogawa, N.; Freeme, C. R. (1975). Pavement Deformation Characteristics of Subgrade Soils Due to Repeated Loading. 54º Annual Meeting of Transportation Research Board. Washington.
- Motta, L. M. G. da (1991) **Método de Dimensionamento de Pavimentos Flexíveis; Critério de Confiabilidade e Ensaios de Carga Repetida**. *Tese de Doutorado*, Coordenação dos Programas de Pós-Graduação da Universidade Federal do Rio de Janeiro - COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 386 p.
- Motta, R. S. (2005) **Estudo Laboratorial de Agregado Reciclado de Resíduo Sólido da Construção Civil para Aplicação em Pavimentação de Baixo Volume de Tráfego**. *Dissertação de Mestrado*, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia de Transportes, São Paulo, 160 p.
- Nazarian, R.; Pezo, S.; Melarkode, S.; Picornell, M. (1996). Testing Methodology for Resilient Modulus of Base Materials. *Transportation Research Record* n° 1547, pp. 46 a 52.
- NCHRP (2004) – Guide for Mechanistic-Empirical Design of New and Rehabilitated Pavements Structures. Report 1-37A, National Cooperative Highway Research Program. Part 2 – Design Inputs, Material Characterization. Illinois. 85p.
- Niekerk, A. A. van; Scheers J. van; Muraya, P.; Kisimbi, A. (2000). The Effect of Compaction on the Mechanical Behaviour of Mix Granulate Base Course Materials and on Pavement Performance. *HERON* . vol. 45, n° 3, pp. 197 a 218.
- Niekerk, A.A. Van; Molenaar, A.A.A.; Houben, L.J.M. (2002) Efecte of Material Quality and Compaction on the Mechanical Behaviour of Base Course Materials and Pavement Performance. Bearing Capacity of Roads, Railways and Airfields, Correia & Branco (eds), Lisse, ISBN 90 5809 397 2

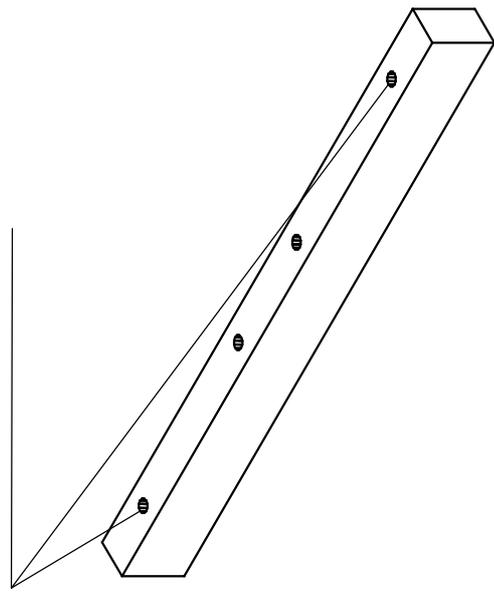
- Núñez, W. P. (1997) **Análise Experimental de Pavimentos Rodoviários Delgados com Basaltos Alterados**. *Tese de Doutorado*. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul – PPGEC/UFRGS. Porto Alegre, 271 p.
- Núñez, W. P.; Ceratti, J. A. P.; Arnold, G. P. (2000) Weathered Basalts, Alternative Aggregates for Thin Pavements Bases. Unbound Aggregates in Road Construction, UNBAR 5, Dawson (ed.) © Balkema, Rotterdam. pp. 117 a 124.
- Núñez, W. P.; Ceratti, J. A. P.; Gehling W. Y. Y.; Oliveira, J. A. (2002) Elastic Analysis of Thin Pavements and Subgrade Soil Based on Field and Laboratory Tests. Bearing Capacity of Roads, Railways and Airfields. Lise, pp. 685 a 696.
- Peraça, V. (2007) **Qualificando Solos para Revestimentos Primários de Rodovias: uma Abordagem Baseada nas Mecânicas dos Solos e dos Pavimentos**. *Dissertação de Mestrado*. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul – PPGEC/UFRGS. Porto Alegre, 152 p.
- Ramos, C. R. da (2003) **Estudo para o Desenvolvimento de um Catálogo de Pavimentos Flexíveis do Município do Rio de Janeiro**. *Dissertação de Mestrado*, Coordenação dos Programas de Pós-Graduação da Universidade Federal do Rio de Janeiro - COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 212 p.
- Retore, T. S. (2005) **Comportamento Mecânico de Agregados de Basaltos Alterados para Pavimentação, Rejeitos de Garimpo de Ametista**. *Dissertação de Mestrado*. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul – PPGEC/UFRGS. Porto Alegre, 127 p.
- Rohde, L. (2002) **Escória de Aciaria Elétrica em Camadas Granulares de Pavimentos – Estudo Laboratorial**. *Dissertação de Mestrado*. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul – PPGEC/UFRGS. Porto Alegre, 118 p.
- Saeed, A.; Hall JR, J.W.; Barker, W. (2001) Performance Related Tests of Aggregates for Use in Unbound Pavement Layer, Transportation Research Board, National Cooperative Highway Research program, Report 453, 55 p.
- Senço, W. de (1997). Manual de Técnicas de Pavimentação. São Paulo: Pini, Volume I, 746 p.
- Skoglund, K. A.; Hoseth S.; Værnes E. (2000). Development of a Large Triaxial Cell Apparatus with Variable Deviatoric and Confining Stresses. Unbound Aggregates in Road Construction, UNBAR 5, Dawson (ed.) © Balkema, Rotterdam. pp. 145 a 152.
- Sousa Pinto, C. (2002) Curso Básico de Mecânica dos Solos, São Paulo, Oficina de Textos, 355 p.
- Spada, J. L. G. (2003). **Uma Abordagem de Mecânica dos Pavimentos Aplicada ao Entendimento do Mecanismo de Comportamento Tensão-Deformação da Via Férrea**. *Tese*

*de Doutorado*, Coordenação dos Programas de Pós-Graduação da Universidade Federal do Rio de Janeiro - COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 251 p.

- Texas Department of Transportation – TxDOT (2006). Pavements Design Guide. Construction Division – Materials and Pavements Section (CST/M&P), 395 p. Disponível em [www.txdot.gov](http://www.txdot.gov) em 10 de junho de 2009.
- Theyse, H. L.; Beer, M. de; Rust, F. C. (1996). Overview of South African Mechanistic Pavements Design Method. *Transportation Research Record* n° 1539, pp. 6 a 17.
- Theyse, H. L.(1997). Machanistic-Empirical Modelling of the Permanent Deformation of Unbound Pavement Layers. Eighth International Conference on Asphalt Pavements. Seattle. Vol II pp. 1579 a 1594.
- Theyse, H. L.(2000). The Development of Mechanistic-Empirical Permanent Deformation Design Models for Unbound Pavement Materials from Laboratory and Accelerated Pavement Test Data. Unbound Aggregates in Road Construction, UNBAR 5, Dawson (ed.) © Balkema, Rotterdam. pp. 285 a 293.
- Theyse, H. L. (2004). Empirical Shear Strength Models for Unbound Road-Building Materials. Pavements Unbound, UNBAR 6, Dawson (ed.) © Balkema, Rotterdam. pp. 199-208.
- Uzan, J. (1985). Characterization of Granular Material. *Transportation Research Record* 1022.
- Wambura, G. (2003). **Characterization of Unbound Pavement Materials for Mechanistic-Empirical Performance Prediction**. *Master of Science Thesis*. University of Maryland, College Park, 128 p.
- Werkmeister, S.; Numrich, R.; Wellner, F. (2000). Resilient and Permanent Deformation Behaviour of Unbound Granular Materials. Unbound Aggregates in Road Construction, UNBAR 5, Dawson (ed.) © Balkema, Rotterdam. pp. 171 a 180.
- Werkmeister, S.; Dawson, A.; Wellner, F. (2001). Permanent Deformation Behaviour of Granular Materials and the Shakedown Concept. *Transportation Research Record* n°1757, pp. 75 a 81.
- Werkmeister, S.; Numrich, R.; Wellner, F. (2002). The Development of a Permanent Deformation Design Model for Unbound Granular Materials With the Shakedown Concept. Bearing Capacity of Roads, Railways and Airfields, Correia & Branco (eds), Lisse, pp 1081 a 1095.
- Werkmeister, S (2003). **Permanent Deformation Behaviour of Unbound Granular Materials in Pavement Constructions**. *Dr-Ing Thesis*. Technischen Universität Dresden, Dresden, 189 p.

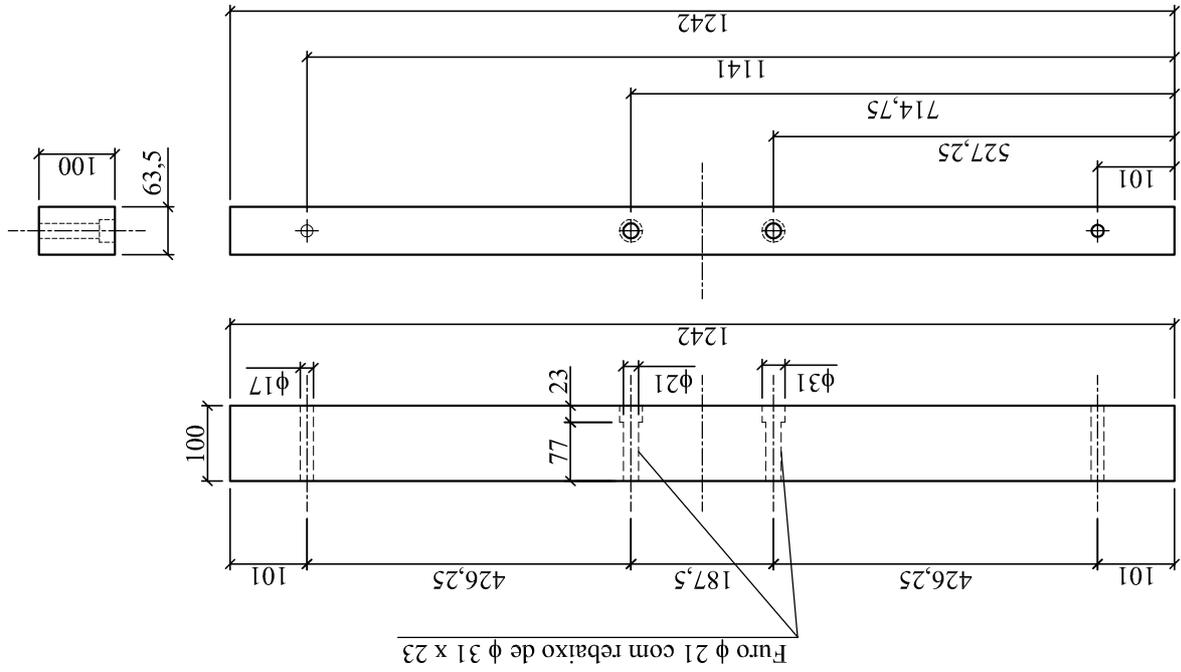
# **ANEXO A**

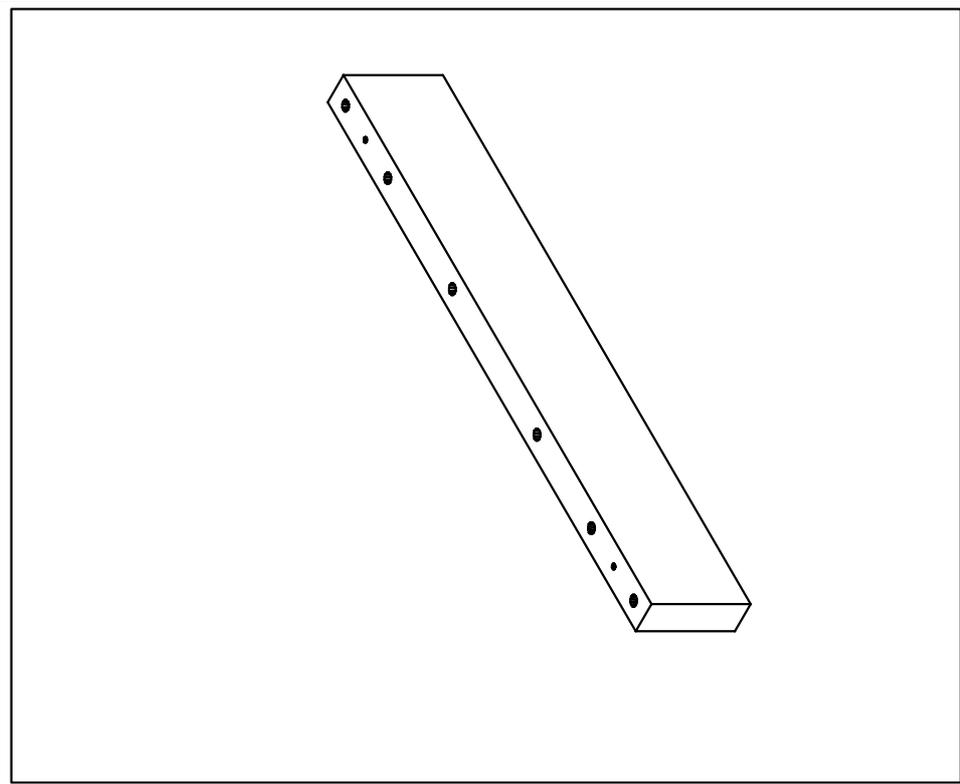
Furos para suportes "vibra-stop"



Observações:  
 Material : alumínio 5052;  
 N° de peças : 2 (duas);  
 Medidas em mm.

Instituição: <b>UFRGS</b>	Departamento: <b>PPGEC - LAGEO / LAPAV</b>
Projeto: <b>Rodrigo Malysz, Adriano V. D. Bica</b>	Execução: <b>DELMAQ</b>
Peça: <b>Vigas de Sustentação</b>	Etapa: <b>Pórtico</b>
Revisão: <b>Juan Ortiz</b>	Data: <b>08/04/2005</b>
	Escala: <b>1/10</b>
	Prancha: <b>1.01</b>





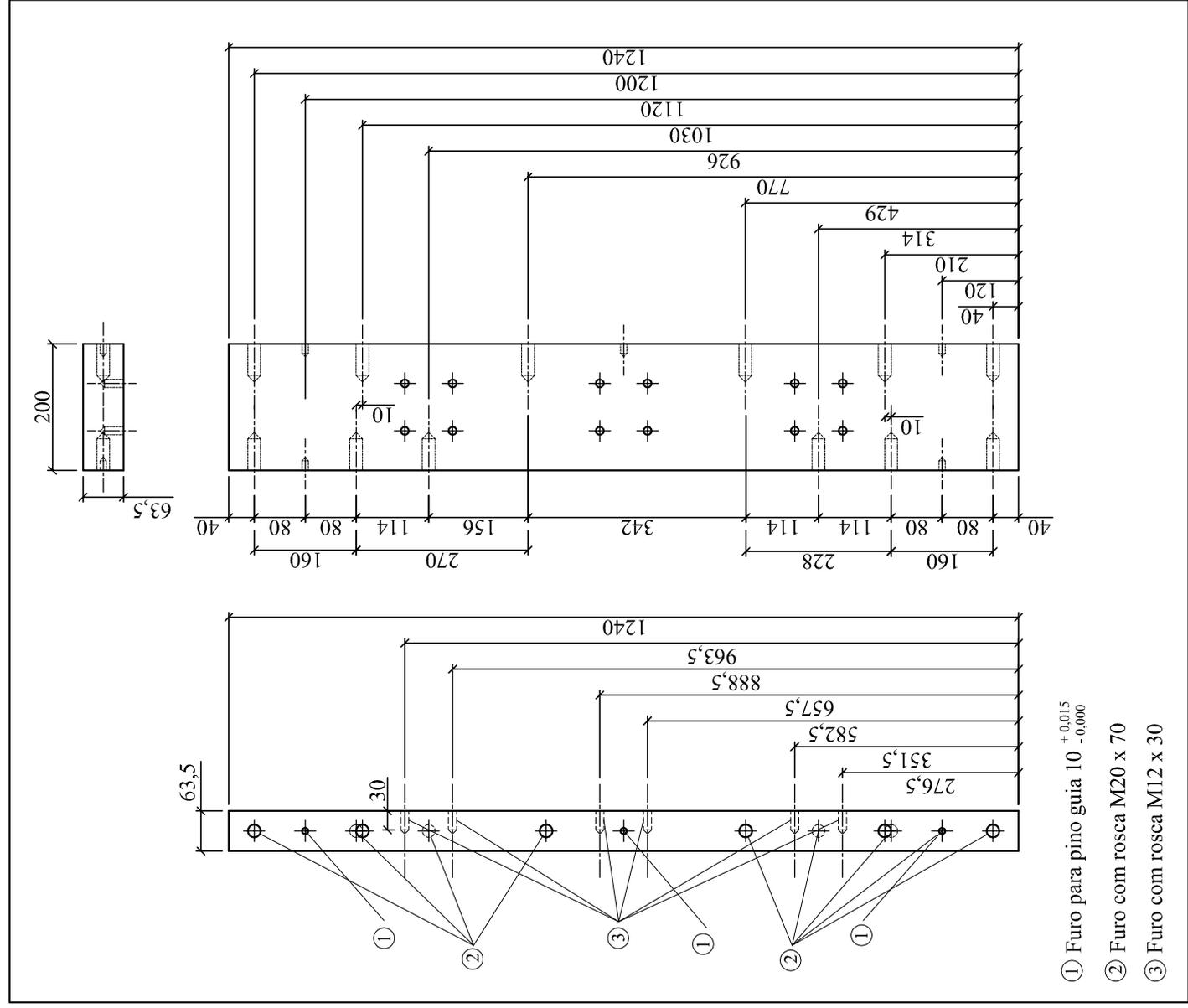
Observações:

Material : alumínio 5052;

Nº de peças : 2 (duas);

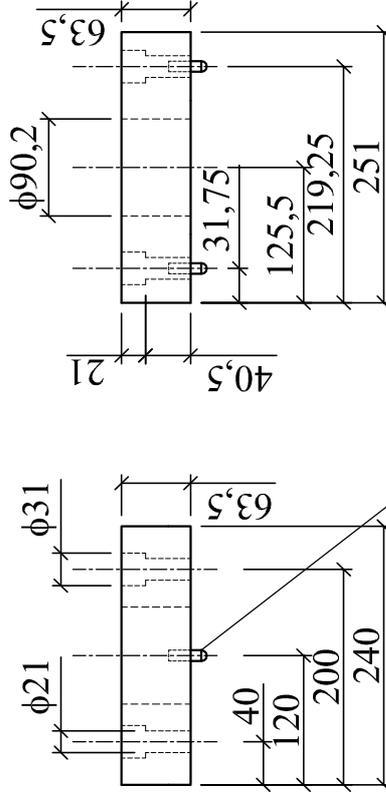
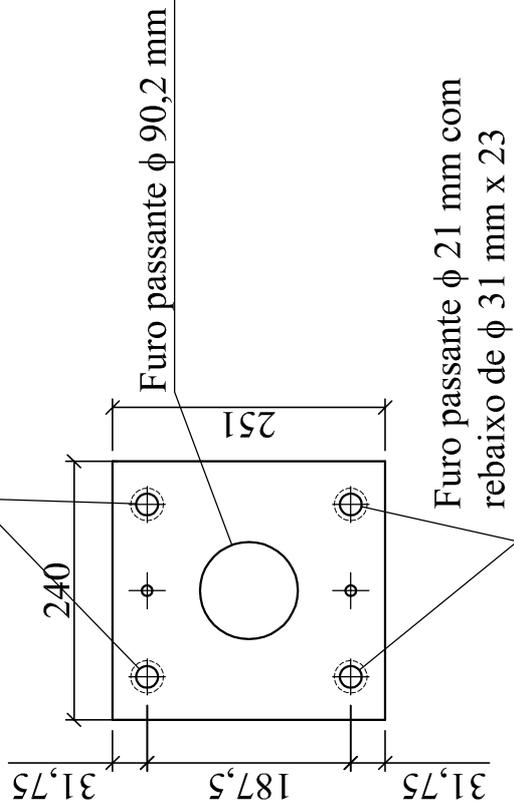
Medidas em mm.

Instituição:	UFRGS	Departamento:	PPGEC - LAGEO / LAPAV		
Projeto:	Rodrigo Malysz, Adriano V. D. Bica		Execução:	DELMAQ	
Peça:	Vigas Inferiores	Etapa:	Pórtico		
Revisão:	Juan Ortiz	Data:	05/04/2005	Prancha:	1.02
		Escala:	1/10		

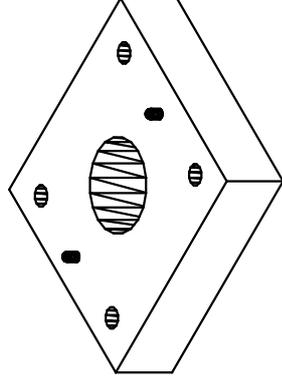




Furo passante  $\phi$  21 mm com rebaixo de  $\phi$  31 mm x 23



Pinos Guia  $\phi$  10 mm



Observações:

Material : alumínio 5052;

Nº de peças : 2 (duas);

Medidas em mm.

Instituição: UFRGS

Departamento: PPGEC - LAGEO / LAPAV

Projeto:

Rodrigo Malysz, Adriano V. D. Bica

Execução:

DELMAQ

Peça:

Placas Laterais

Etapa:

Pórtico

Revisão:

Juan Ortiz

Data:

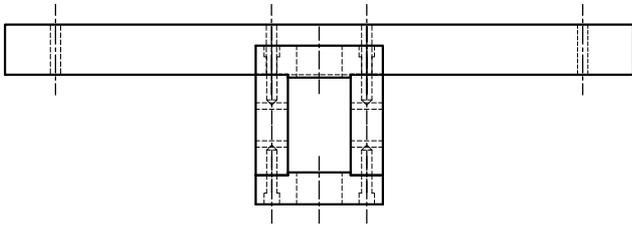
12/01/2005

Escala:

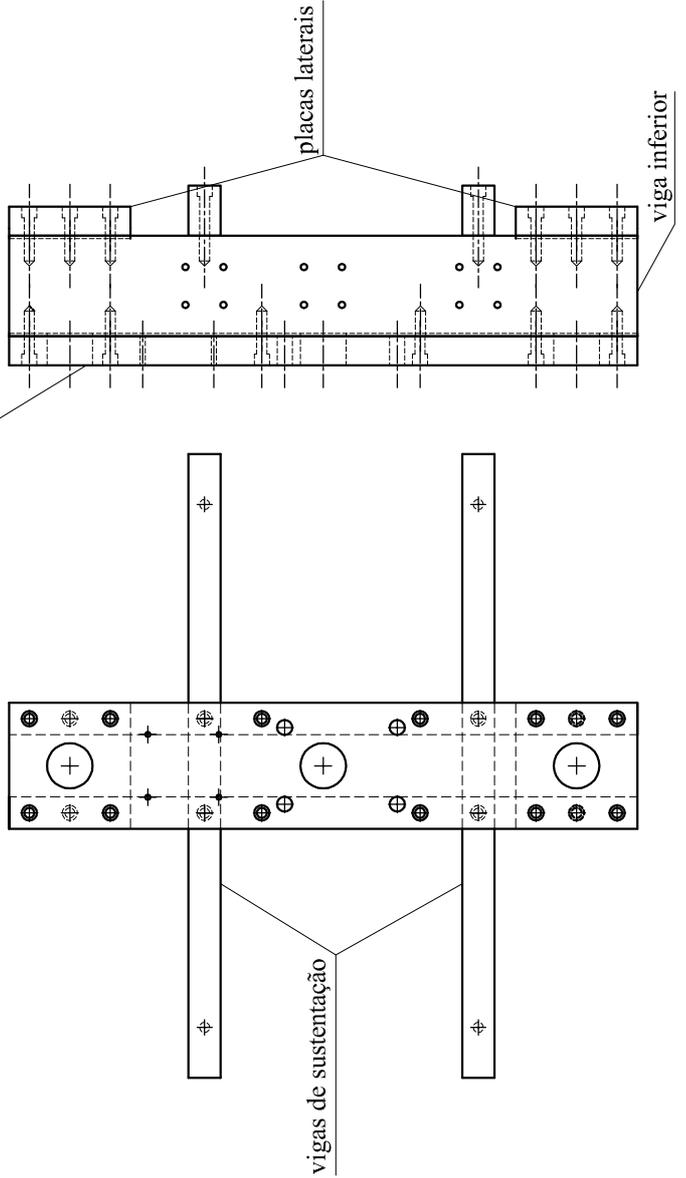
1/10

Prancha:

1.04



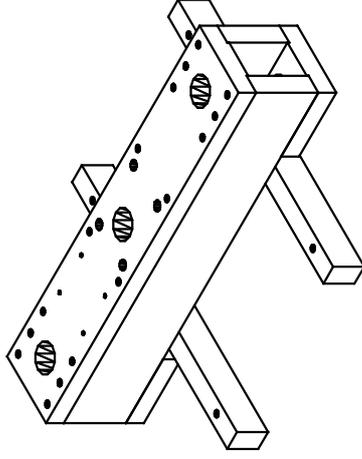
placa superior



vigas de sustentação

placas laterais

viga inferior



Observação:

Peças detalhadas nas pranchas 1.01, 1.02, 1.03, 1.04.

Instituição: UFRGS

Departamento: PPGEC - LAGEO / LAPAV

Projeto: Rodrigo Malysz, Adriano V. D. Bica

Execução: DELMAQ

Peça: Estrutura Inferior - Montagem

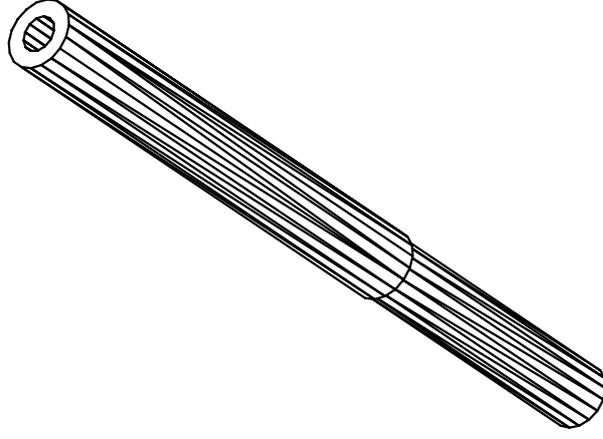
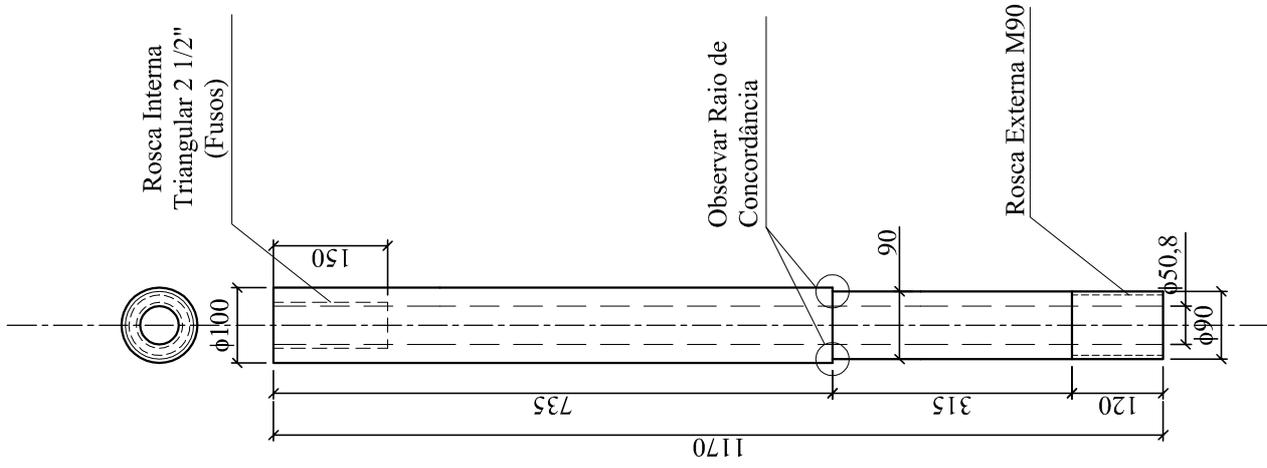
Etapa: Pórtico

Revisão: Juan Ortiz

Data: 12/01/2005

Escala: 1/15

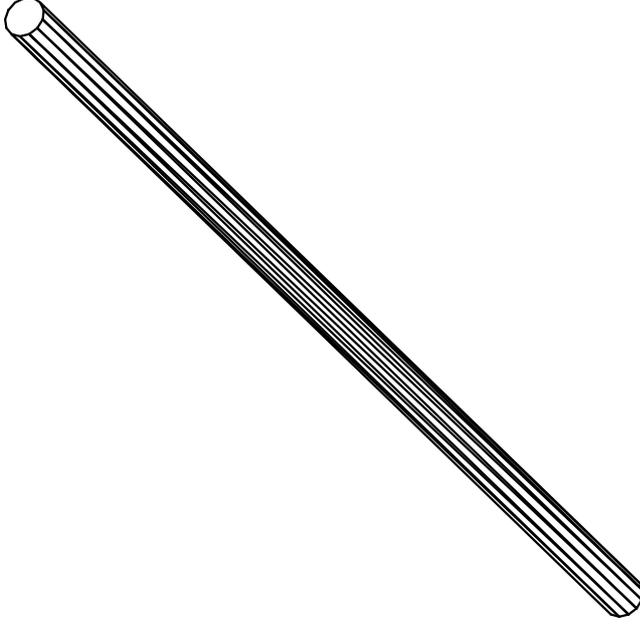
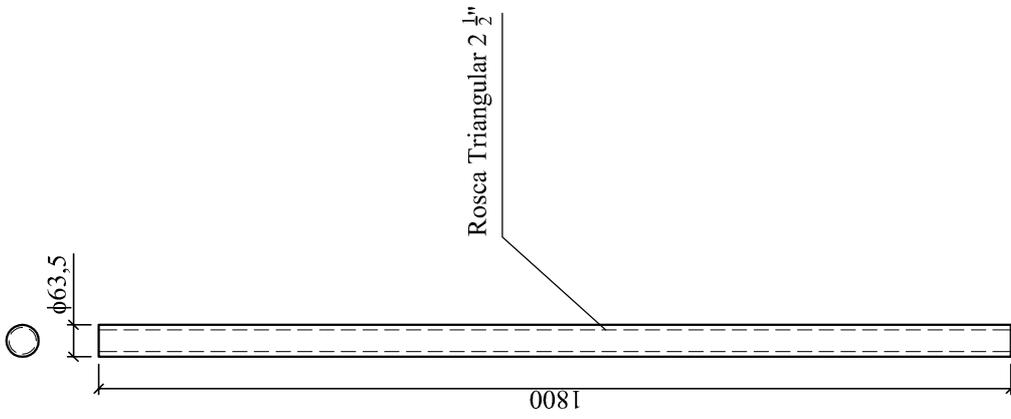
Prancha: 1.05



Observações:

Material :Aço 1020;  
 N° de peças : 2 (duas);  
 Medidas em mm.

Instituição: <b>UFRGS</b>	Departamento: <b>PPGEC - LAGEO / LAPAV</b>
Projeto: <b>Rodrigo Malysz, Adriano V. D. Bica</b>	Execução: <b>DELMAQ</b>
Peça: <b>Extensões das Hastes</b>	Etapa: <b>Pórtico</b>
Revisão: <b>Juan Ortiz</b>	Data: <b>05/04/2005</b>
	Escala: <b>1/10</b>
	Prancha: <b>1.06</b>



Observações:

Material : aço 1045;

Nº de peças : 2 (duas);

Medidas em mm.

Instituição: UFRGS

Departamento: PPGEC - LAGEO / LAPAV

Projeto:

Rodrigo Malysz, Adriano V. D. Bica

Execução:

Peça: Fusos

Etapa: Pórtico

Revisão:

Juan Ortiz

Data:

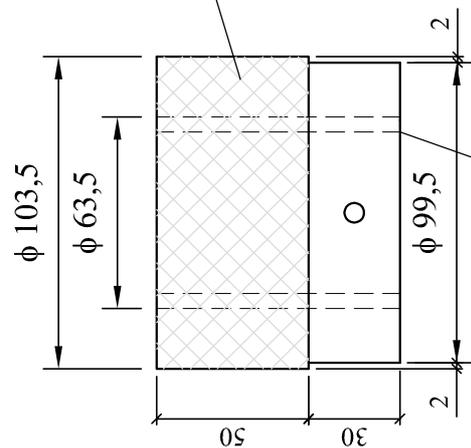
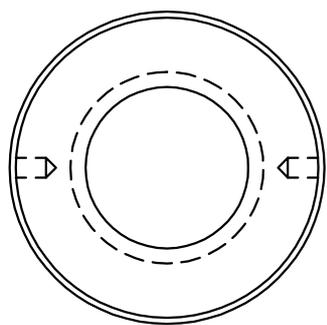
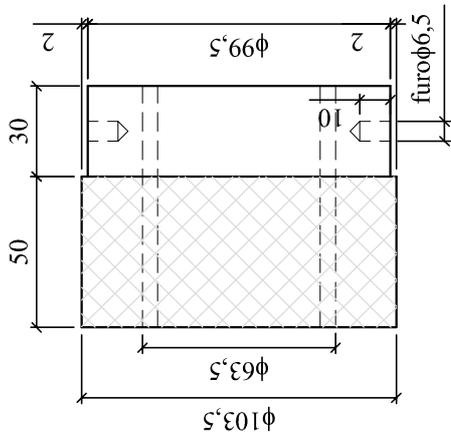
22/11/2004

Escala:

1/15

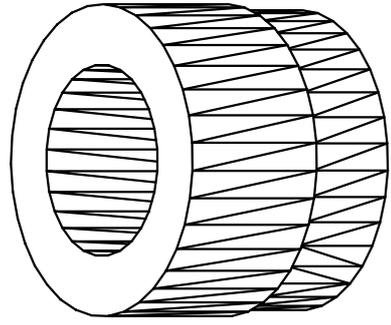
Prancha:

1.06



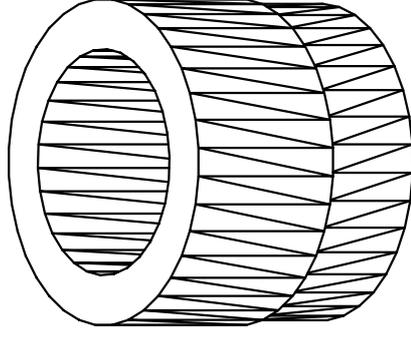
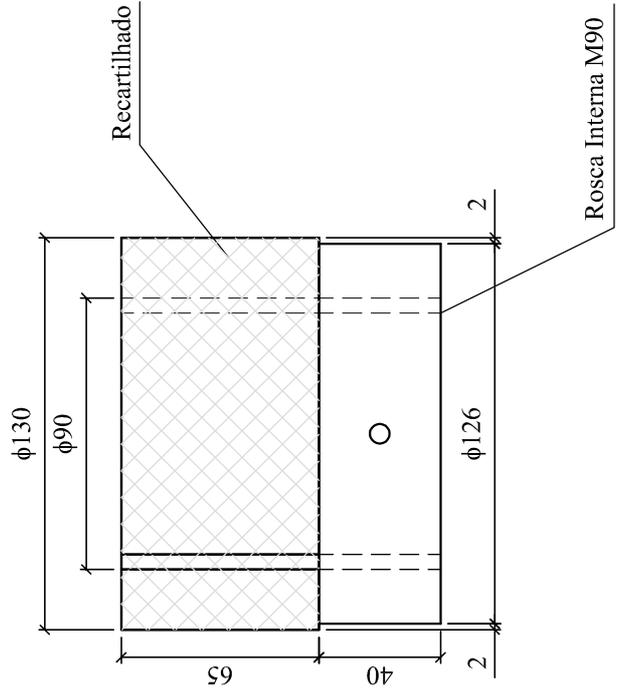
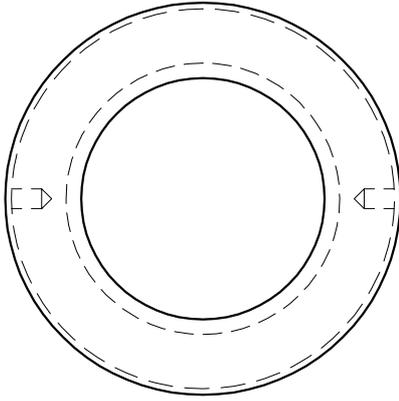
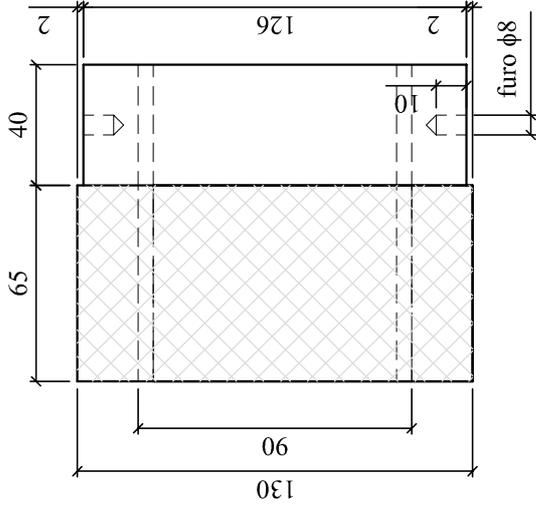
Recartilhado

Rosca interna triangular  $2 \frac{1}{2}$ "



Observações:  
 Material : aço 1020;  
 N° de peças : 6 (seis);  
 Medidas em mm.

Instituição: UFRGS	Departamento: PPGEC - LAGEO / LAPAV
Projeto: Rodrigo Malysz, Adriano V. D. Bica	Execução: DELMAQ
Peça: Contra-Porcass dos Fusos	Etapa: Pórtico
Revisão: Juan Ortiz	Data: 05/04/2005
	Escala: 1/2,5
	Prancha: 1.08A



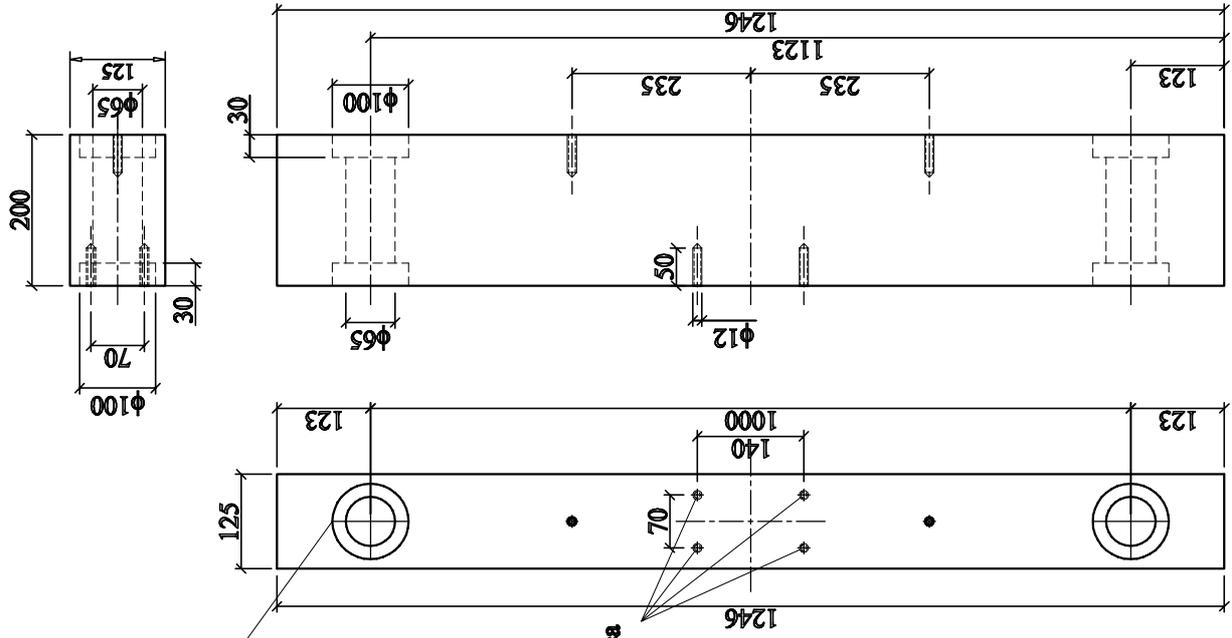
Observações:

Material : aço 1020;

Nº de peças : 2 (duas);

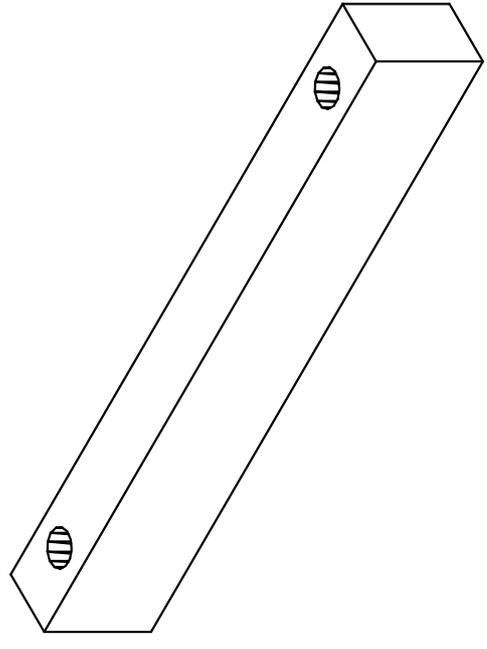
Medidas em mm.

Instituição: <b>UFRGS</b>	Departamento: <b>PPGEC - LAGEO / LAPAV</b>	Execução: <b>DELMAQ</b>
Projeto: <b>Rodrigo Malysz, Adriano V. D. Bica</b>		Etapa: <b>Pórtico</b>
Peça: <b>Contra-Porcás das Ext. das Hastes</b>		Escala: <b>1/2,5</b>
Revisão: <b>Juan Ortiz</b>	Data: <b>05/04/2005</b>	Prancha: <b>1.08B</b>



**Nota: Rebaixos para  
arruelas de aço 1020,  
φ = 100 mm x 30 mm**

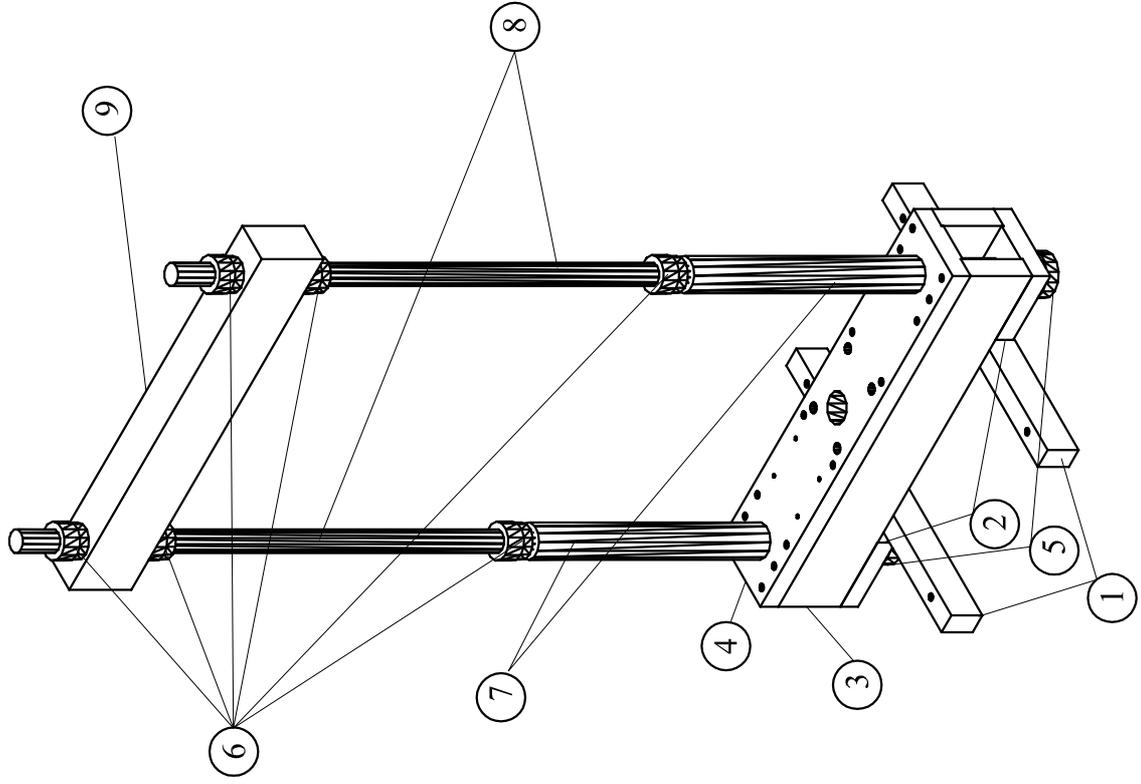
**Furos com rosca  
M12 x 50 mm**



Observações:  
Material : alumínio 5052;  
Nº de peças : 1 (peça);  
Medidas em mm.

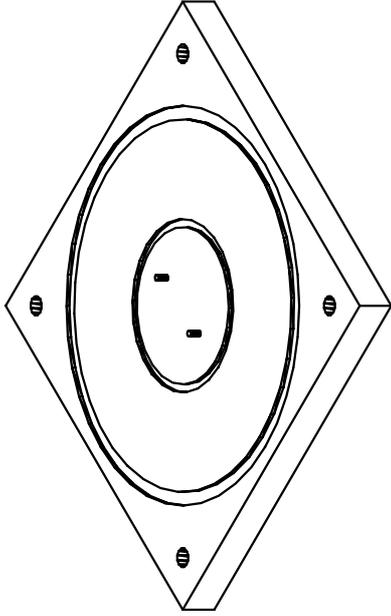
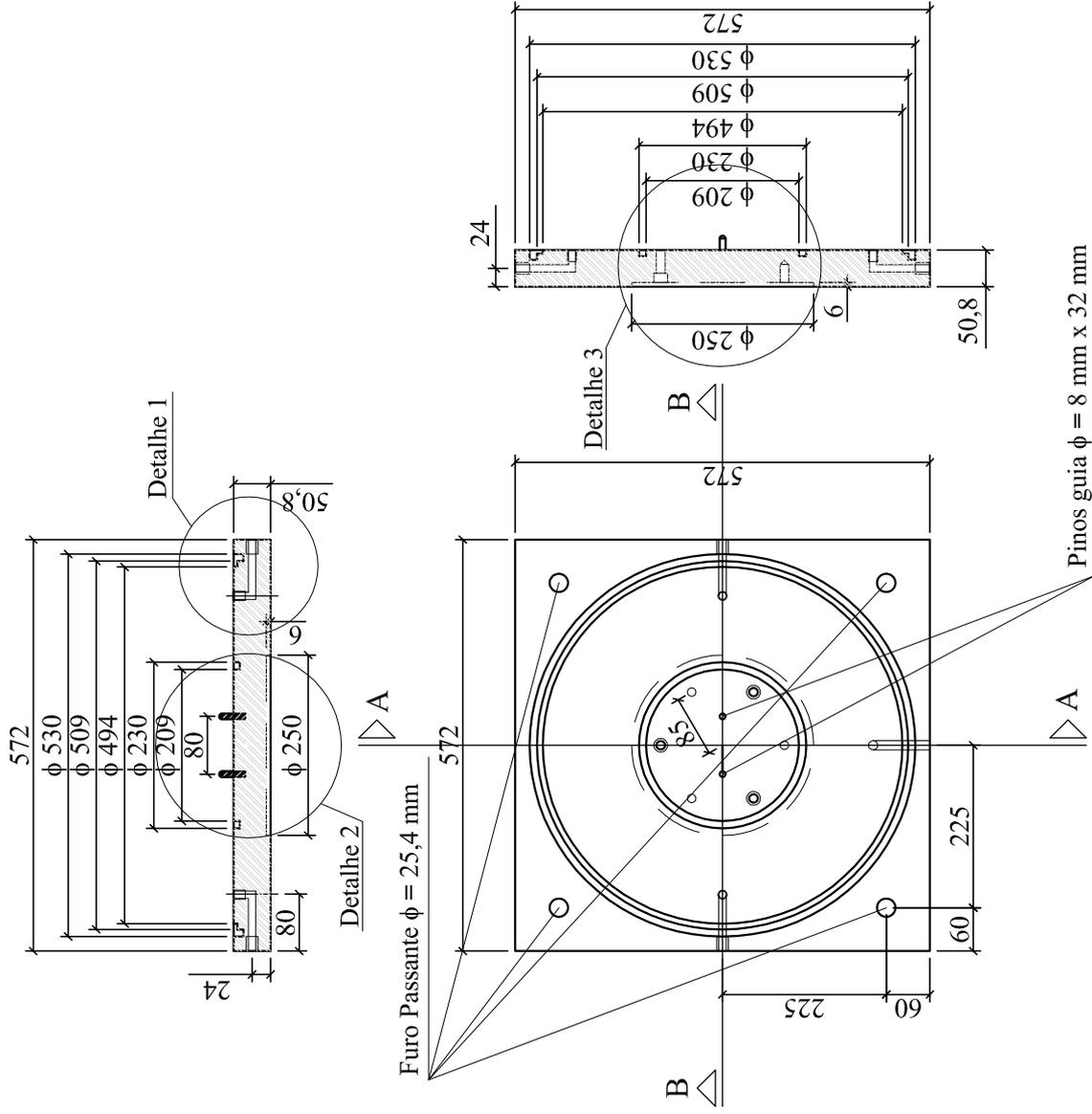
Instituição: <b>UFRGS</b>	Departamento: <b>PPGEC - LAGEO / LAPAV</b>
Projeto: <b>Rodrigo Malysz, Adriano V. D. Bica</b>	Execução: <b>DELMAQ</b>
Peça: <b>Vigas Superior</b>	Etapa: <b>Pórtico</b>
Revisão: <b>Juan Ortiz</b>	Data: <b>12/01/2005</b>
	Escala: <b>1/10</b>
	Prancha: <b>1.09</b>

- ① Vigas de Sustentação
- ② Placas Laterais
- ③ Vigas Inferiores
- ④ Placa Superior
- ⑤ Contra-Porcas M90
- ⑥ Contra-Porcas 1 1/2"
- ⑦ Extensões das Hastes
- ⑧ Fusos
- ⑨ Viga superior



Observação:  
 Detalhamento das peças nas pranchas P1.01 a 1.09.

Instituição: UFRGS	Departamento: PPGEC - LAGEO / LAPAV	Execução:
Projeto: Rodrigo Malysz, Adriano V. D. Bica		
Peça: Pórtico - esquema de montagem	Etapa: Pórtico	
Revisão: Juan Ortiz	Data: 07/06/2005	Prancha: 1.10
	Escala: 1/20	



Observações:

Material : alumínio 5052;

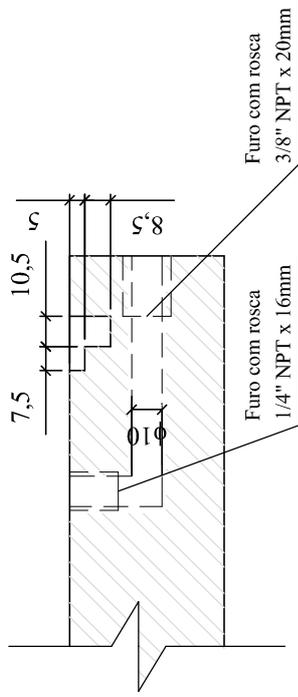
Nº de peças : 1 (uma);

Os Detalhes 1, 2 e 3 são apresentados nas pranchas 2.01a, 2.01b, 2.01c, respectivamente.

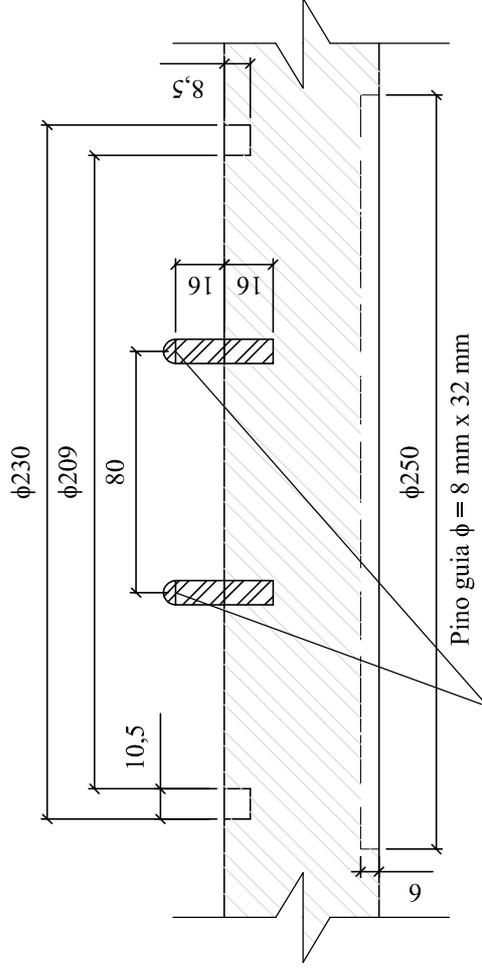
Medidas em mm.

Instituição:	UFRGS	Departamento:	PPGEC - LAGEO / LAPAV
Projeto:	Rodrigo Malysz, Adriano V. D. Bica		Execução: DELMAQ
Peça:	Base da Câmara	Etapa:	Câmara Triaxial
Revisão:	Bica	Data:	01/06/2005
		Escala:	1/10
		Prancha:	2.01

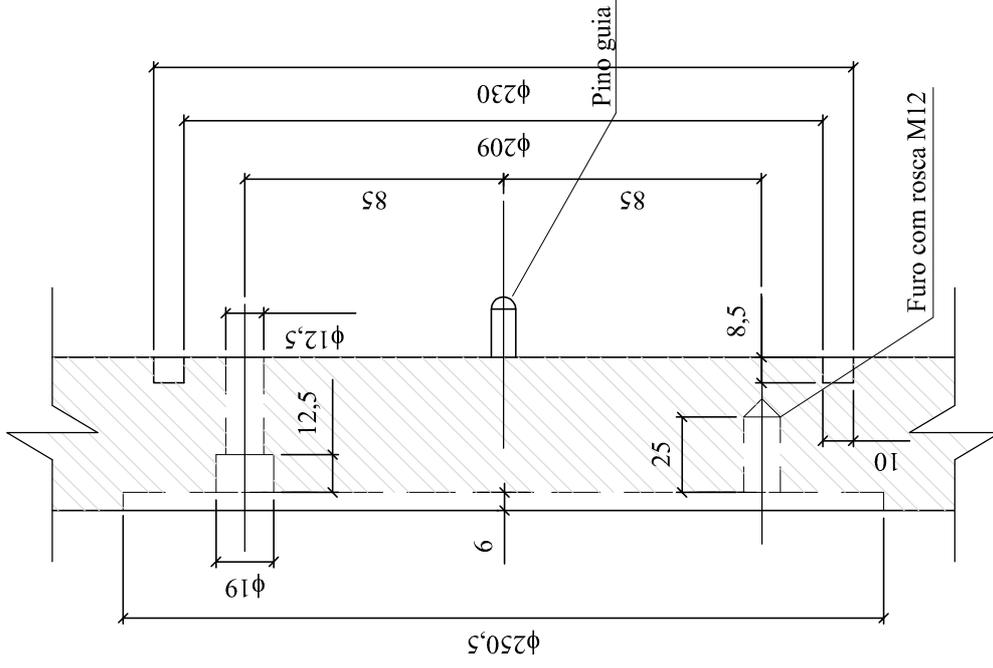
DETALHE 1



DETALHE 2



DETALHE 3



Observações:

Material : alumínio 5052;

Base da câmara apresentada na prancha 2.01;

Medidas em mm.

Instituição: UFRGS

Departamento: PPGEC - LAGEO / LAPAV

Projeto: Rodrigo Malysz, Adriano V. D. Bica

Execução: DELMAQ

Peça: Detalhes da base da câmara

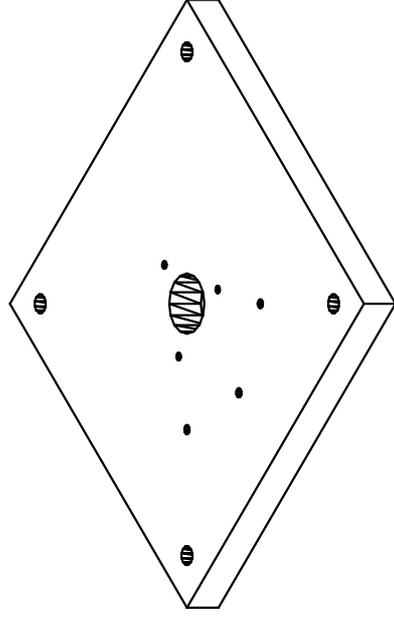
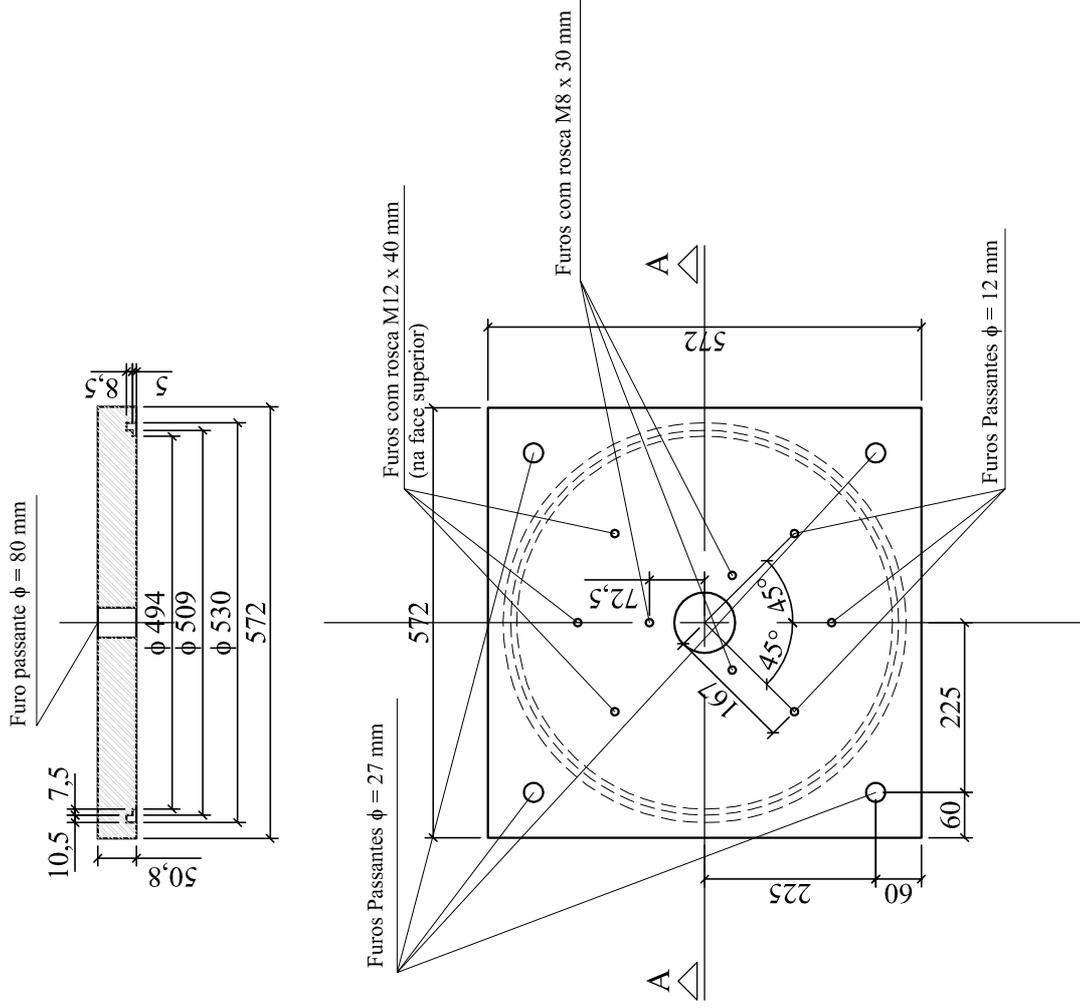
Etapa: Câmara Triaxial

Revisão: Bica

Data: 01/06/2005

Escala: 1/2,5

Prancha: 2.01A



Observações:

Material : alumínio 5052;

Nº de peças: 1 (uma);

Medidas em mm.

Instituição: UFRGS	Departamento: PPGEC - LAGEO / LAPAV
Projeto: Topo da Câmara	Execução: DELMAQ
Peça: Detalhe 3 - base da câmara	Etapa: Câmara Triaxial
Revisão: Bica	Data: 17/05/2005
	Escala: 1/10
	Prancha: 2.02

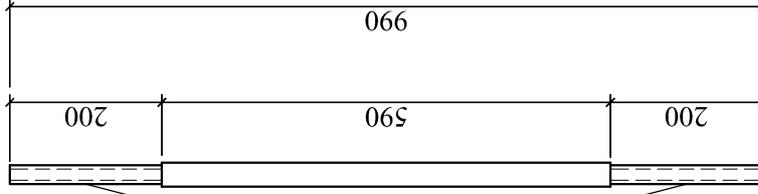


Observações:

Material : aço 1020;

Nº de peças: 4 (quatro);

Medidas em mm.



Ø31,75

Ø25

Instituição: UFRGS

Departamento: PPGEC - LAGEO / LAPAV

Projeto: Rodrigo Malysz, Adriano V. D. Bica

Execução: DELMAQ

Peça: Hastes da Câmara

Etapa: Câmara Triaxial

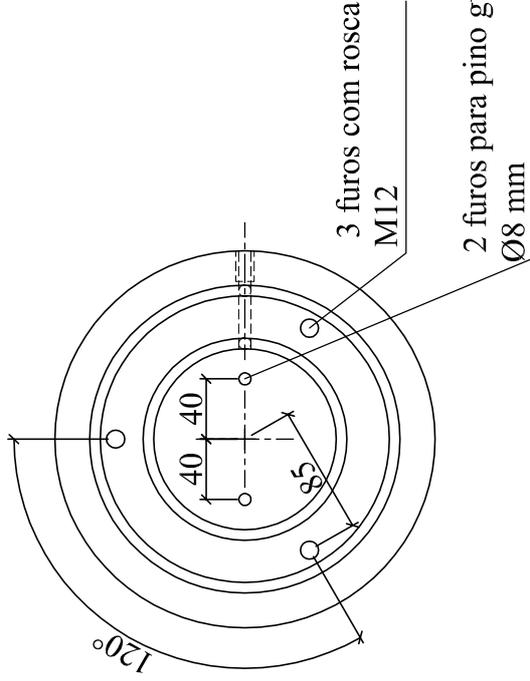
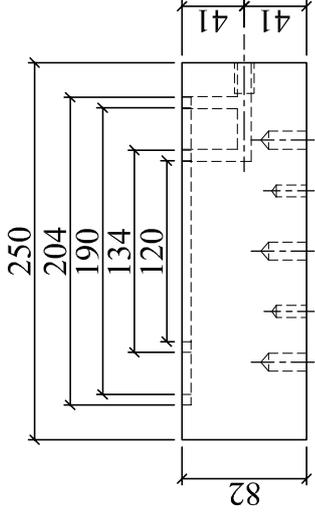
Revisão: Bica

Data: 06/10/2005

Escala: 1/10

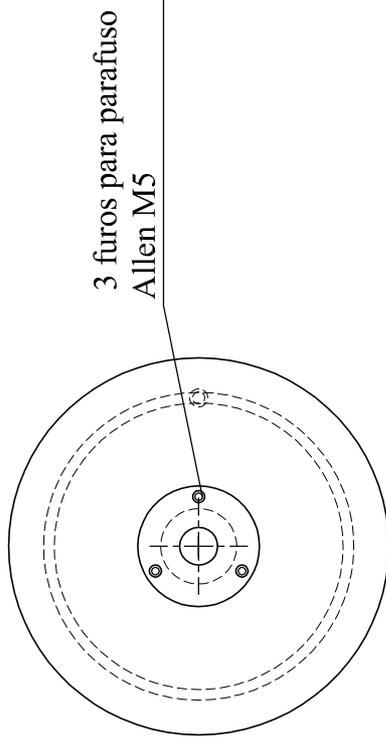
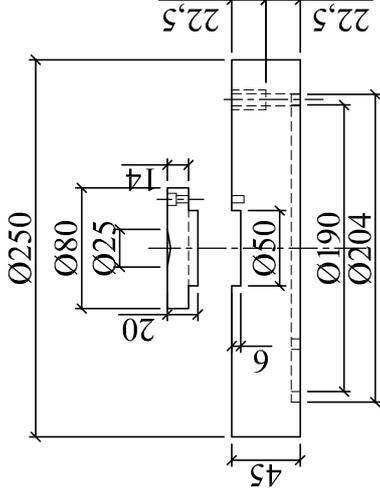
Prancha: 2.03

PEDESTAL

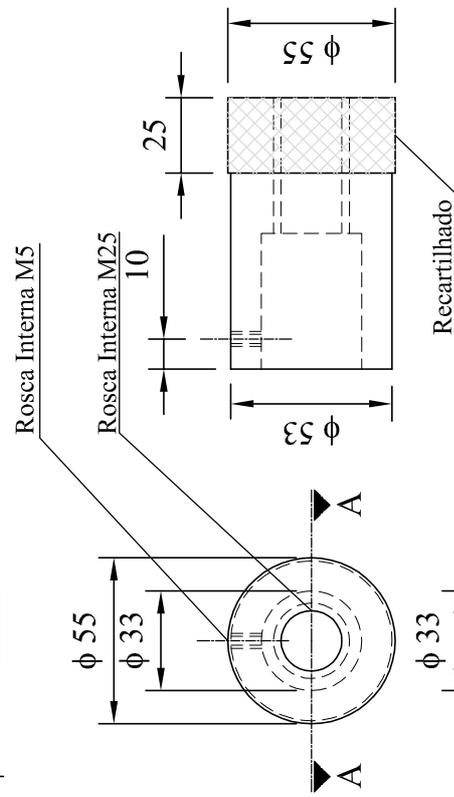
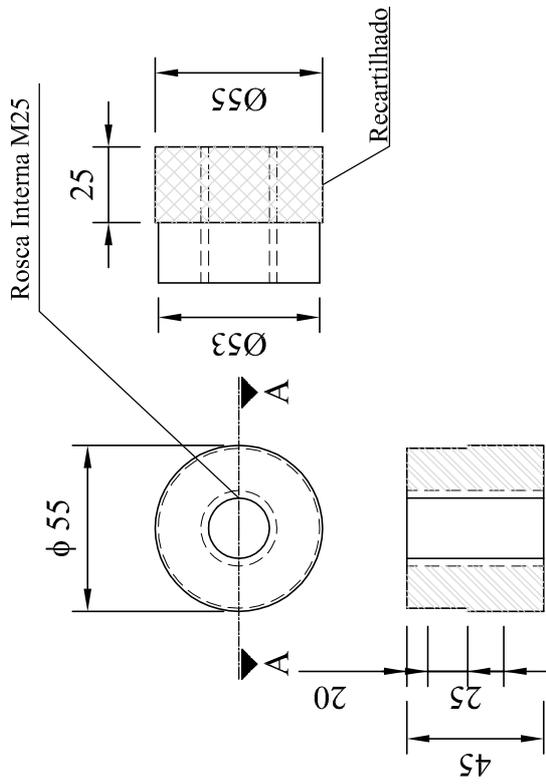


Observações:  
 Material : alumínio 5052;  
 Nº de peças: 01 (uma) de cada;  
 Medidas em mm.

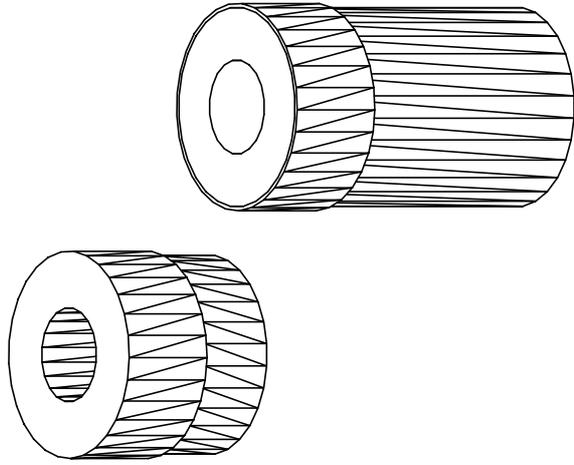
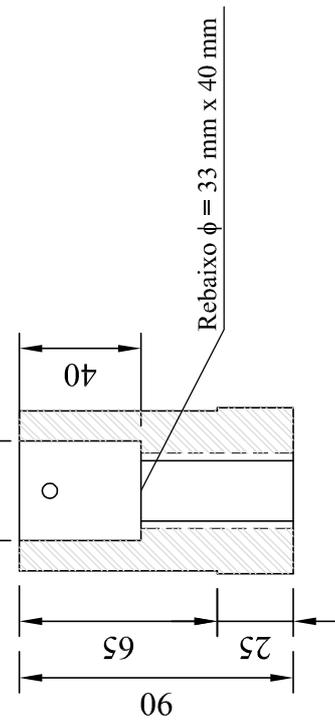
CABEÇOTE



Instituição:	UFRGS	Departamento:	PPGEC - LAGEO / LAPAV		
Projeto:	Rodrigo Malysz, Adriano V. D. Bica		Execução:	DELMAQ	
Peça:	Pedestal e cabeçote do CP		Etapa:	Câmara Triaxial	
Revisão:	Bica	Data:	08/09/2005	Escala:	1/5
				Prancha:	2.04



Legenda:



Observações:

Material : aço 1020;

Nº de peças: 8 (oito) de cada;

Medidas em mm.

Instituição: UFRGS

Departamento: PPGEC - LAGEO / LAPAV

Projeto:

Rodrigo Malysz, Adriano V. D. Bica

Execução:

DELMAQ

Peça: Porcas e contra-porcas da Câmara

Etapa: Câmara Triaxial

Revisão:

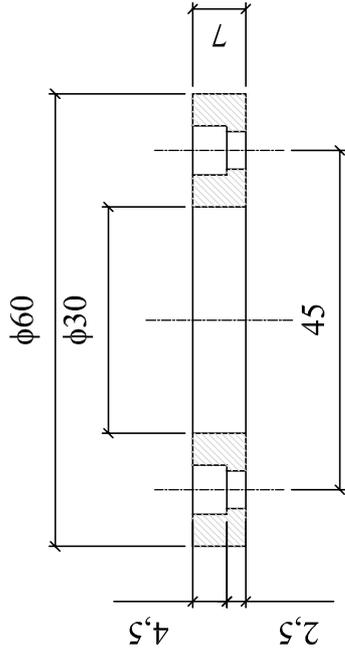
Bica

Data: 07/10/2005

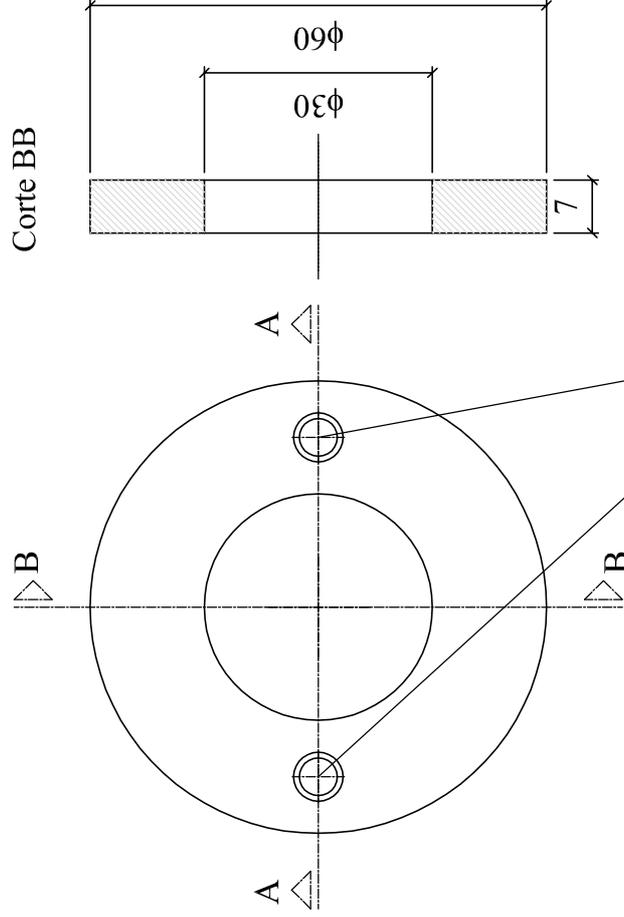
Escala: 1/2,5

Prancha: 2.05

Corte AA



Corte BB



Furo passante  $\phi = 5$  mm com  
rebaixo de  $\phi = 6,5$  mm x 4,5 mm

Observações:

Material : aço 1020;

Nº de peças: 16 (dezesseis);

Medidas em mm.

Instituição: UFRGS

Departamento: PPGEC - LAGEO / LAPAV

Projeto:

Rodrigo Malysz, Adriano V. D. Bica

Execução:

DELMAQ

Peça:

Arruelas

Etapa:

Câmara Triaxial

Revisão:

Bica

Data:

06/10/2005

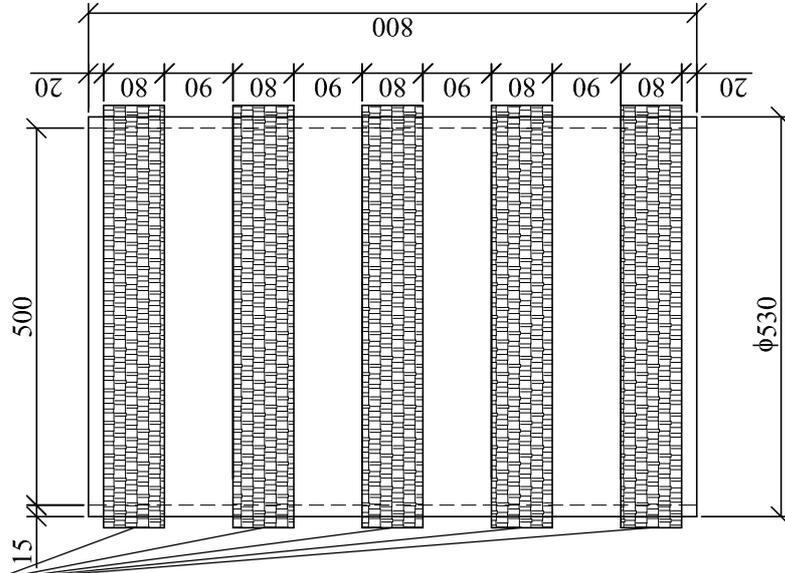
Escala:

1/1

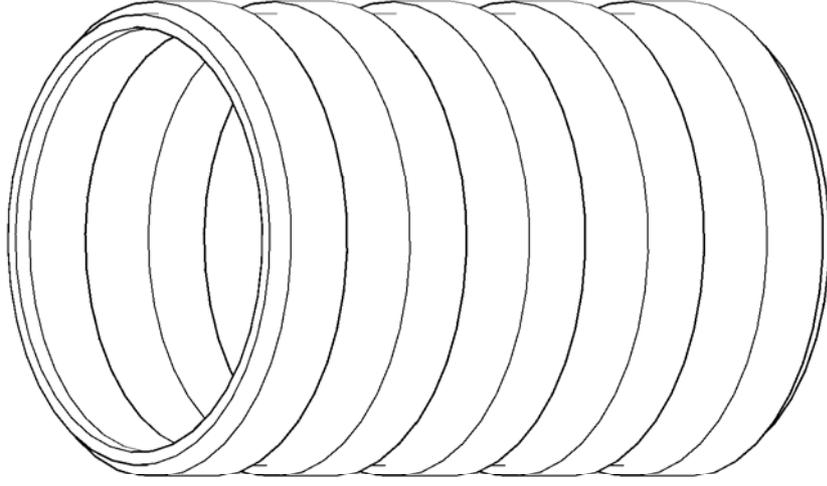
Prancha:

2.06

Anéis de reforço  
de fibra de vidro



Espessura dos anéis 15 mm



Observações:

Material : acrílico reforçado com anéis de fibra de vidro;

Nº de peças: 1 (uma);

Medidas em mm.

Instituição: UFRGS

Departamento: PPGEC - LAGEO / LAPAV

Projeto:

Rodrigo Malysz, Adriano V. D. Bica

Execução:

BRASCRIL

Peça:

Tubo de Acrílico

Etapa:

Câmara Triaxial

Revisão:

Bica

Data:

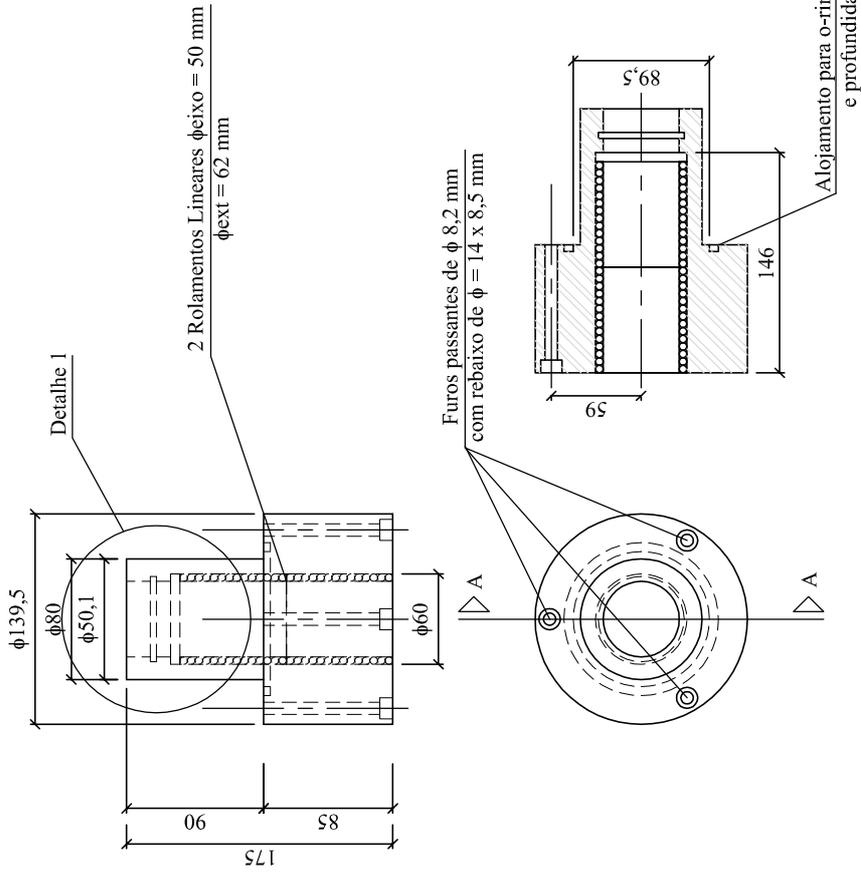
07/10/2005

Escala:

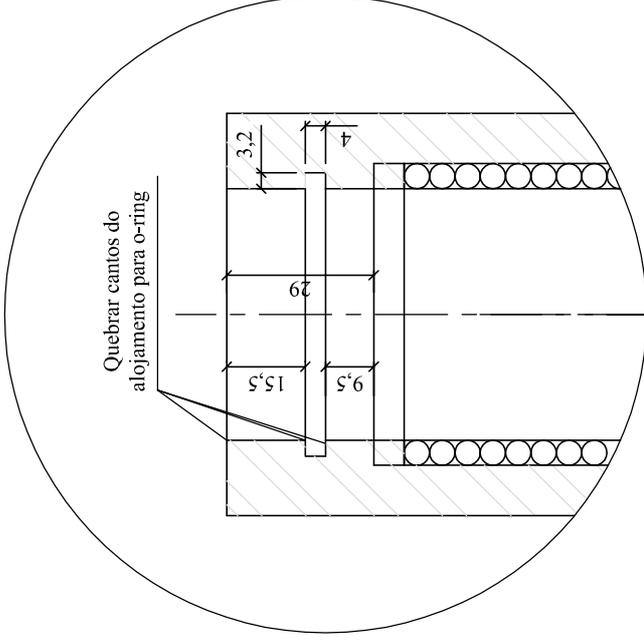
1/10

Prancha:

2.07



Detalhe 1



escala 1/1,5

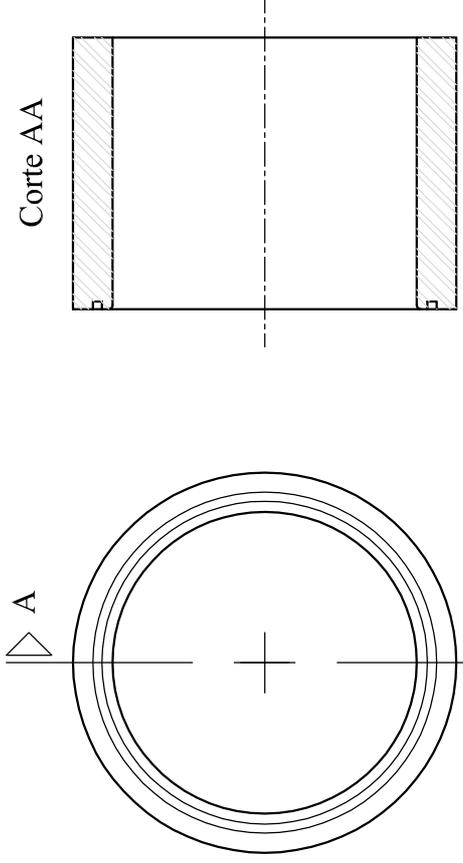
Observações:

Material : alumínio 5052;

Nº de peças: 1 (uma);

Medidas em mm.

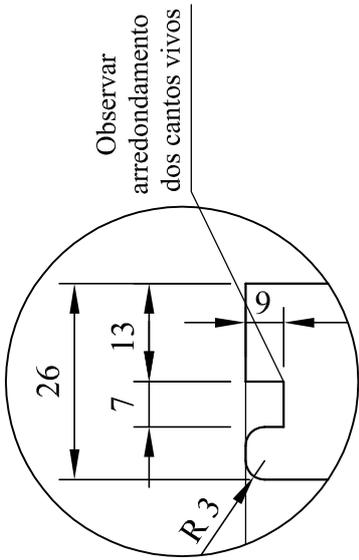
Instituição:	UFRGS	Departamento:	PPGEC - LAGEO / LAPAV
Projeto:	Rodrigo Malysz, Adriano V. D. Bica	Execução:	DELMAQ
Peça:	Bucha para Rolamentos Lineares	Etapa:	Câmara Triaxial
Revisão:	Bica	Data:	04/11/2005
		Escala:	1/5
		Prancha:	2.08



Corte AA

Detalhe 1

Detalhe 1 - escala 1/1

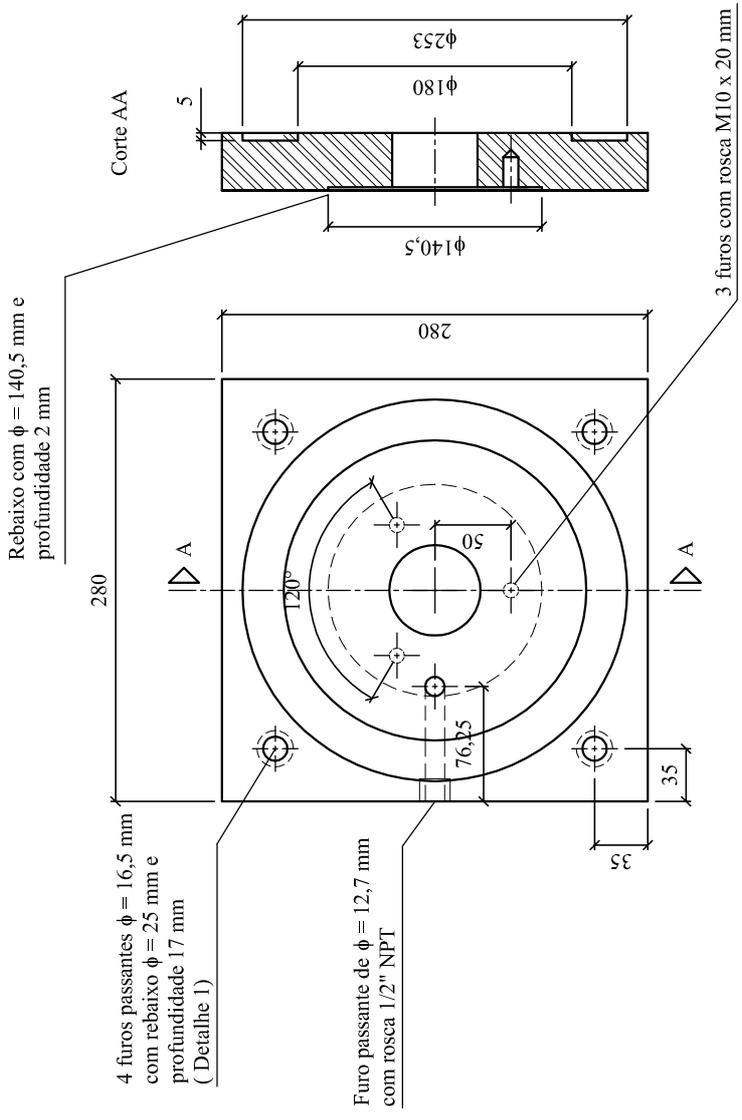


Observar arredondamento dos cantos vivos

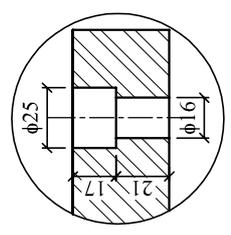
Observações:

Material : alumínio 5052;  
 N° de peças: 01 (uma);  
 Medidas em mm.

Instituição:	UFRGS	Departamento:	PPGEC - LAGEO / LAPAV
Projeto:	Rodrigo Malysz, Adriano V. D. Bica	Execução:	DELMAQ
Peça:	Cilindro	Etapa:	Cilindro Pneumático
Revisão:	Bica	Data:	04/10/2005
		Escala:	1/5
		Prancha:	3.01



Detalle 1



escala 1/3

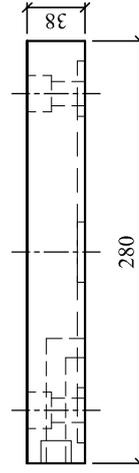
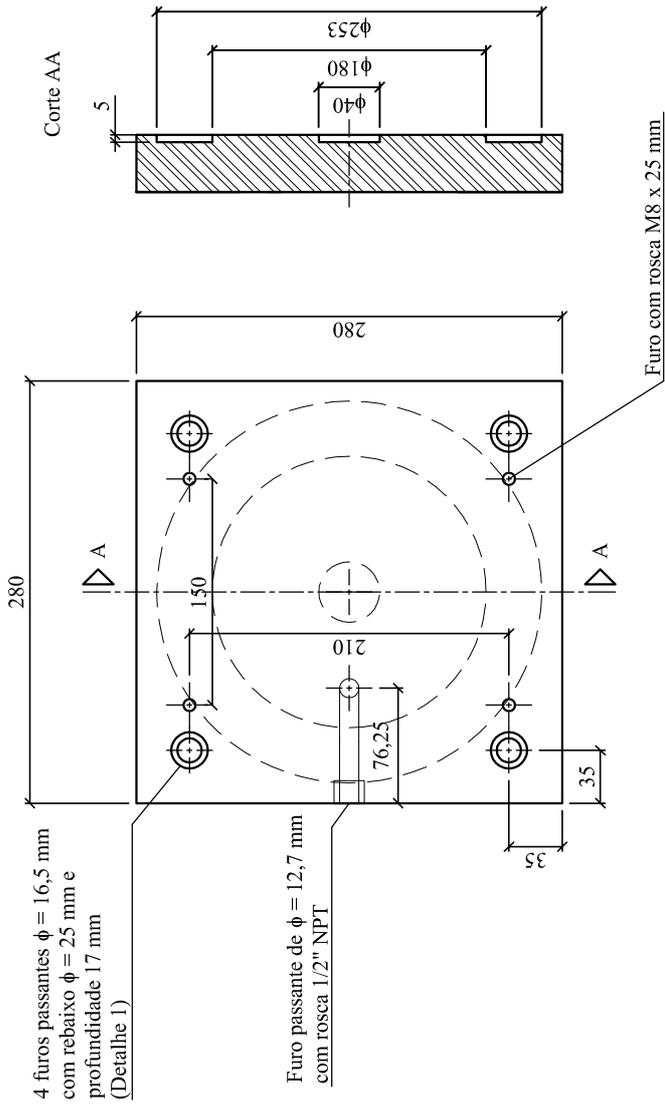
Observações:

Material : alumínio 5052;

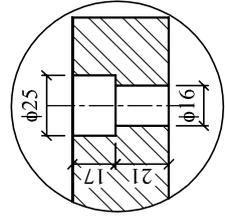
Nº de peças: 01 (uma);

Medidas em mm.

Instituição: UFRGS	Departamento: PPGEC - LAGEO / LAPAV
Projeto: Rodrigo Malysz, Adriano V. D. Bica	Execução: DELMAQ
Peça: Base do Cilindro	Etapa: Cilindro Pneumático
Revisão: Bica	Data: 04/11/2005
	Escala: 1/5
	Prancha: 3.02



Detalhe 1



escala 1/3

Observações:

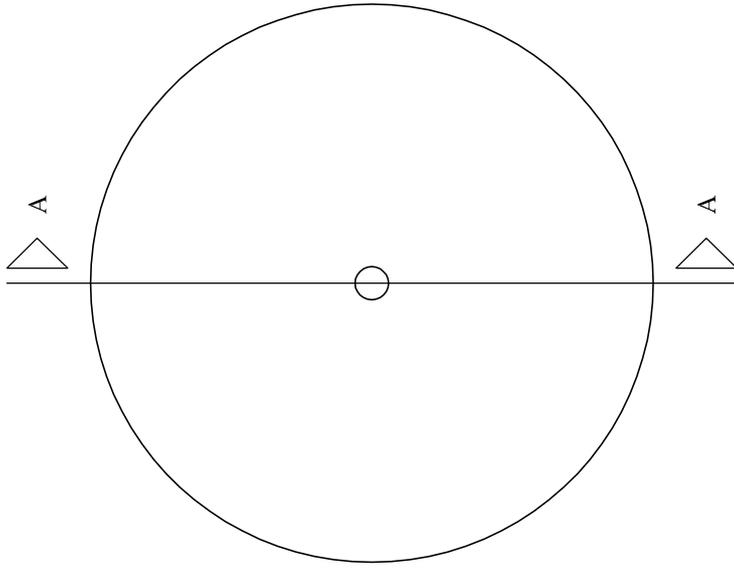
Material : alumínio 5052;

Nº de peças: 01 (uma);

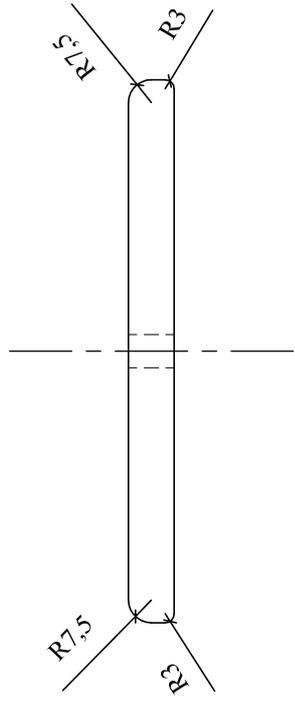
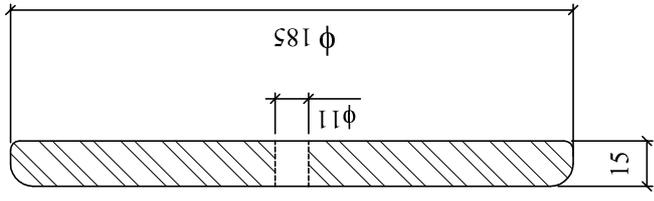
Medidas em mm.

Instituição:	UFRGS	Departamento:	PPGEC - LAGEO / LAPAV
Projeto:	Rodrigo Malysz, Adriano V. D. Bica	Execução:	DELMAQ
Peça:	Topo do Cilindro	Etapa:	Cilindro Pneumático
Revisão:	Bica	Data:	12/01/2005
		Escala:	1/5
		Prancha:	3.03

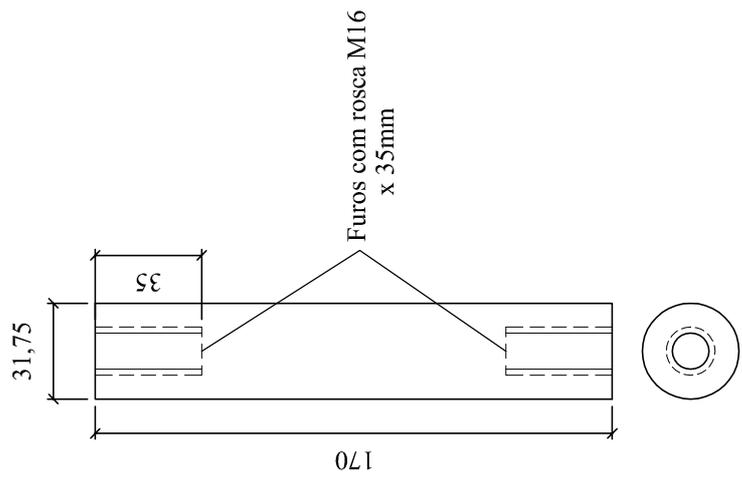
### DISCO DE FIXAÇÃO



Corte A-A



### HASTES



Observações:

DISCO DE FIXAÇÃO

HASTES

Material : alumínio 5052;

Material : aço inox;

Nº de peças: 01 (uma);

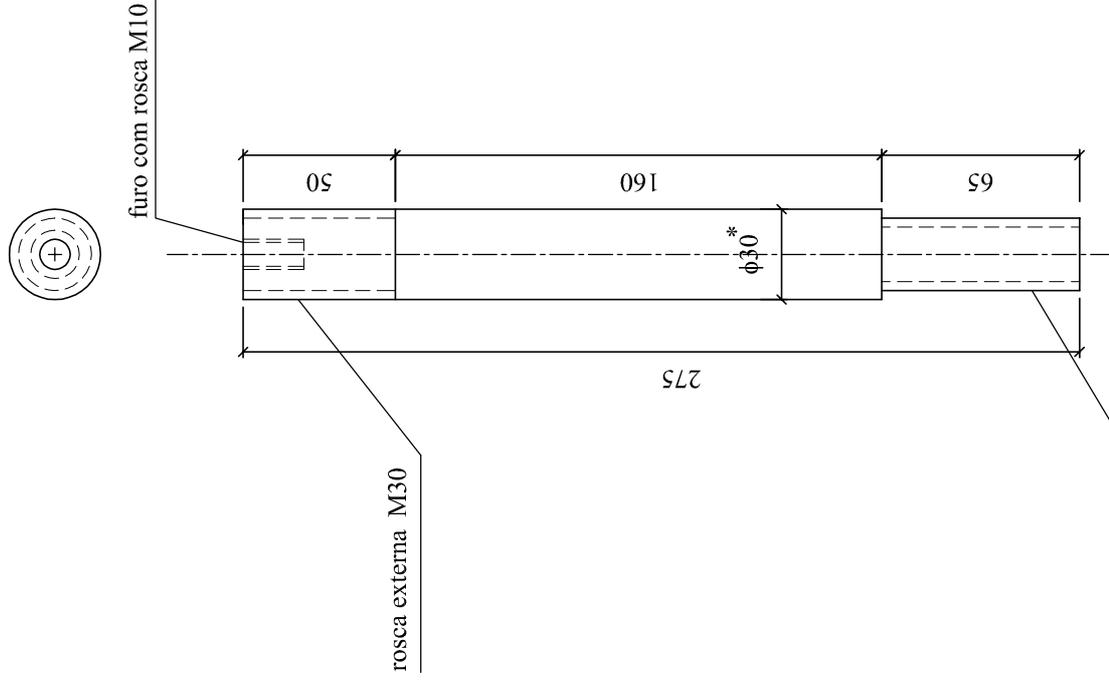
Nº de peças: 04 (quatro);

Medidas em mm.

Medidas em mm.

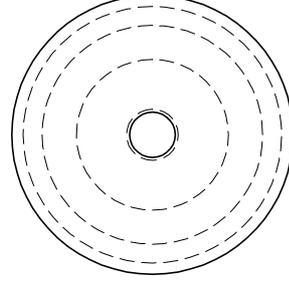
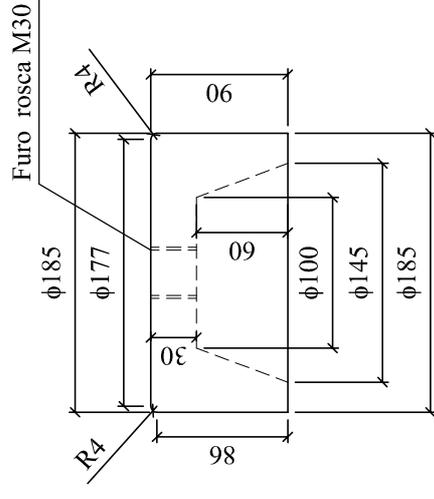
Instituição:	UFRGS	Departamento:	PPGEC - LAGEO / LAPAV
Projeto:	Rodrigo Malysz, Adriano V. D. Bica	Execução:	DELMAQ
Peça:	Disco de fixação e hastes	Etapa:	Cilindro Pneumático
Revisão:	Bica	Data:	25/10/2005
		Escala:	1/2,5
		Prancha:	3.04

## PISTÃO



escala 1/2,5

## CILINDRO GUIA



escala 1/5

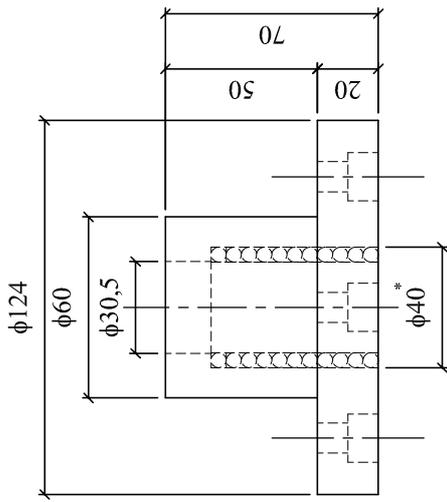
### Observações:

PISTÃO  
Material : aço inox;  
Nº de peças: 01 (uma);  
Medidas em mm.

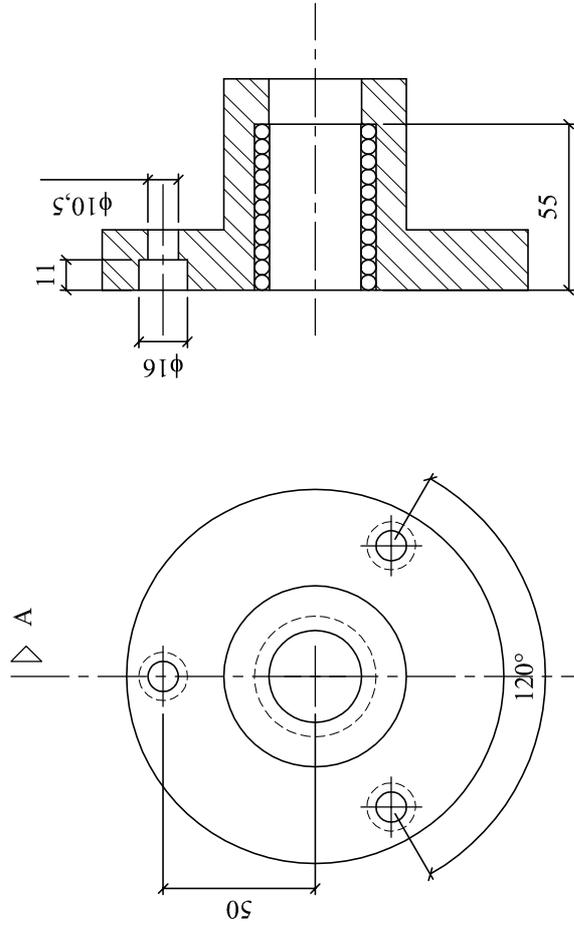
CILINDRO GUIA  
Material : alumínio 5052;  
Nº de peças: 01 (uma);  
Medidas em mm.

Instituição:	UFRGS	Departamento:	PPGEC - LAGEO / LAPAV
Projeto:	Rodrigo Malysz, Adriano V. D. Bica		Execução: DELMAQ
Peça:	Cilindro Guia e Pistão	Etapa:	Cilindro Pneumático
Revisão: Bica	Data: 25/10/2005	Escala: indicada	Prancha: 3.05

**BUCHA PARA ROLAMENTO LINEAR**



Corte AA

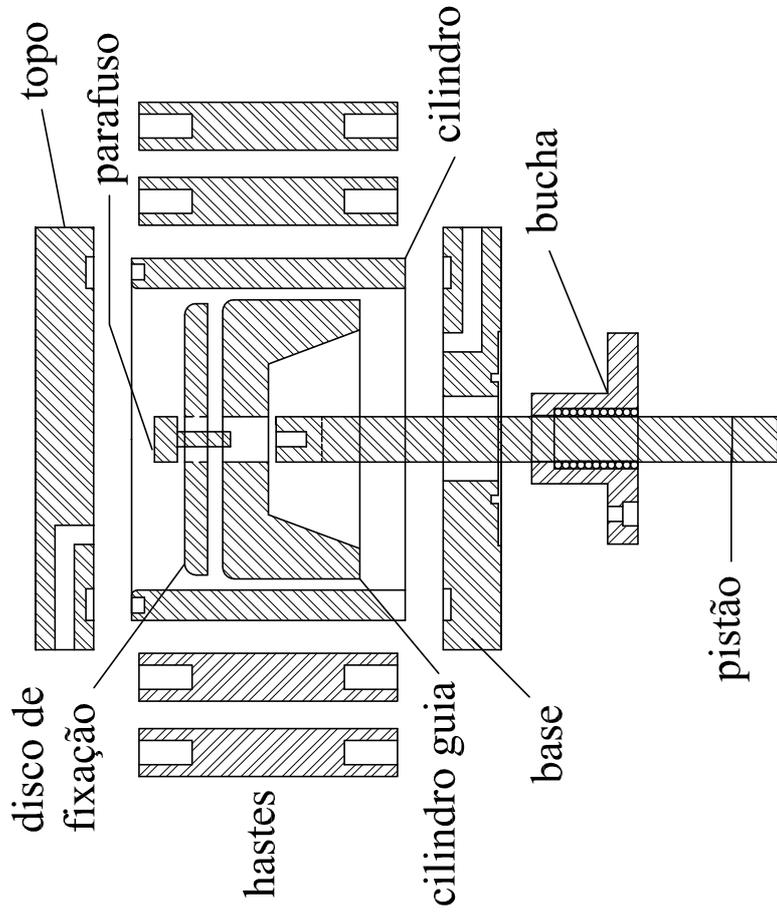


\* Alojamento par rolamento linear de eixo  $\phi 30$  mm (ajuste deslizante sem folga)

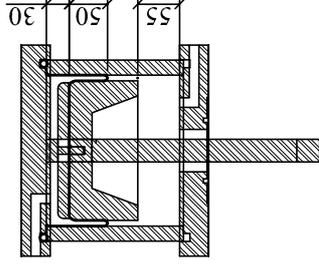
Observações:  
Material : alumínio 5052;  
Nº de peças: 01 (uma);  
Medidas em mm.

Instituição:	UFRGS	Departamento:	PPGEC - LAGEO / LAPAV
Projeto:	Rodrigo Malysz, Adriano V. D. Bica	Execução:	DELMAQ
Peça:	Bucha para Rolamento Linear	Etapa:	Cilindro Pneumático
Revisão:	Bica	Data:	01/11/2005
		Escala:	1/2,5
		Prancha:	3.06

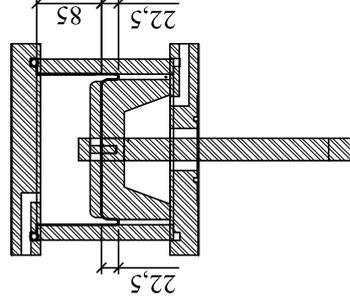
ESQUEMA DE MONTAGEM  
CILINDRO PNEUMÁTICO



Posição superior  
(totalmente contraído)



Posição inferior  
(totalmente estendido)



Observação:

O detalhamento das peças é apresentado nas pranchas 3.01 a 3.08.

Instituição: UFRGS

Departamento: PPGEC - LAGEO / LAPAV

Projeto: Rodrigo Malysz, Adriano V. D. Bica

Execução: DELMAQ

Peça: Esquema de montagem

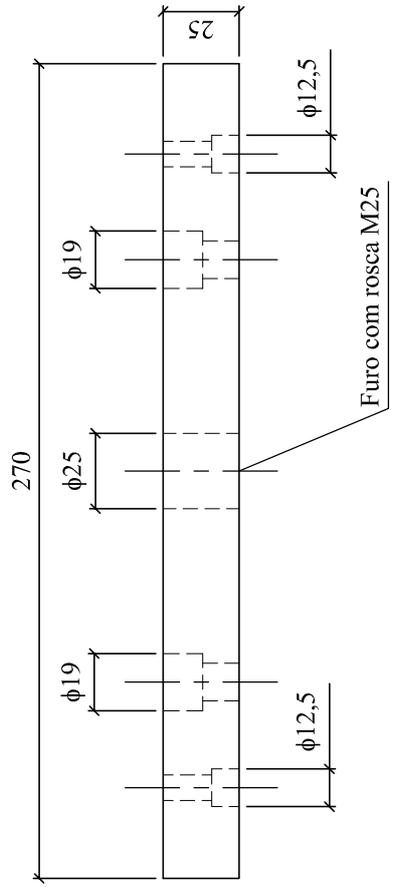
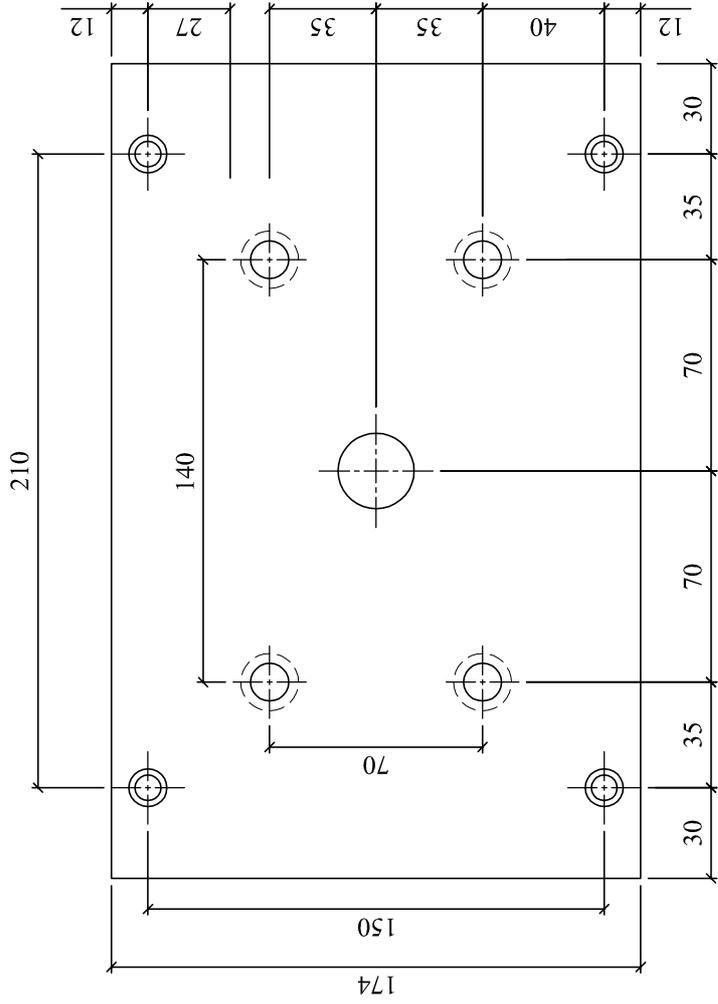
Etapa: Cilindro Pneumático

Revisão: Bica

Data: 25/10/2005

Escala: 1/5

Prancha: 3.07



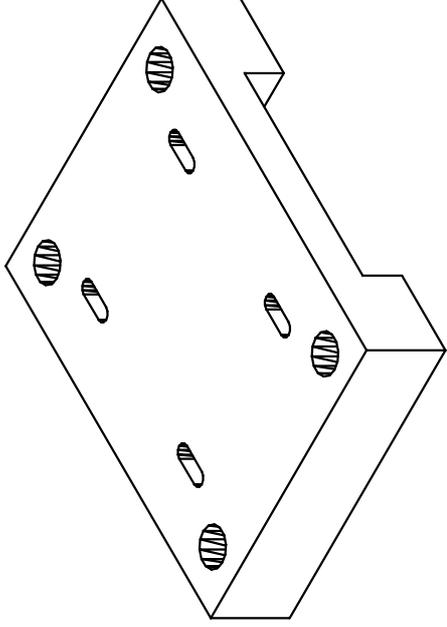
Observações:

Material : Alumínio 5052;

Nº de peças: 01 (uma);

Medidas em mm.

Instituição:	UFRGS	Departamento:	PPGEC - LAGEO / LAPAV
Projeto:	Rodrigo Malysz, Adriano V. D. Bica	Execução:	DELMAQ
Peça:	Placa de conexão com a viga superior	Etapa:	Cilindro Pneumático
Revisão:	Bica	Data:	12/01/2005
		Escala:	1/2,5
		Prancha:	3.08



Observações:  
 Material : alumínio 5052;  
 N° de peças: 01 (uma);  
 Medidas em mm.

Instituição: UFRGS

Departamento: PPGEC - LAGEO / LAPAV

Projeto: Rodrigo Malysz, Adriano V. D. Bica

Execução: DELMAQ

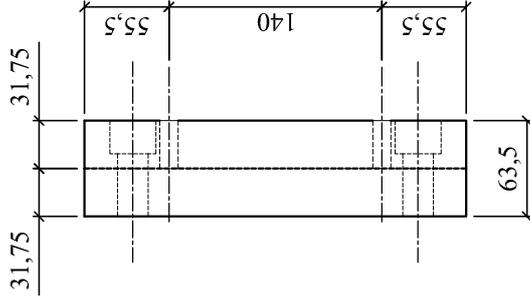
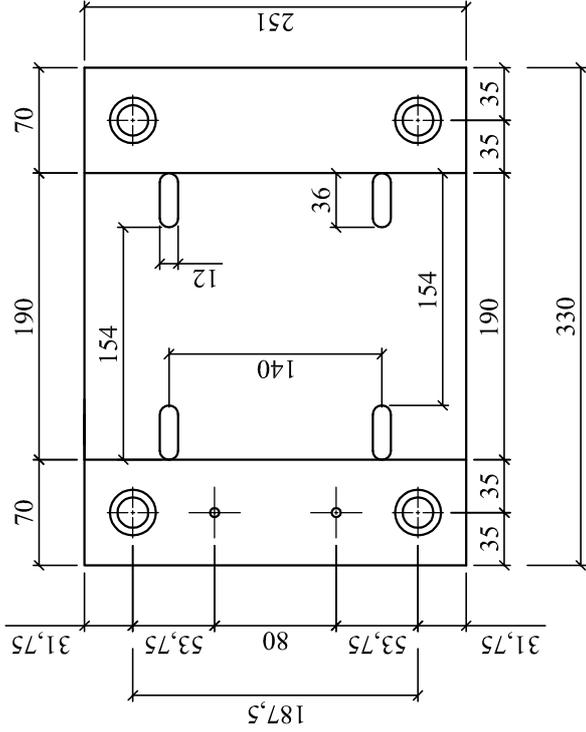
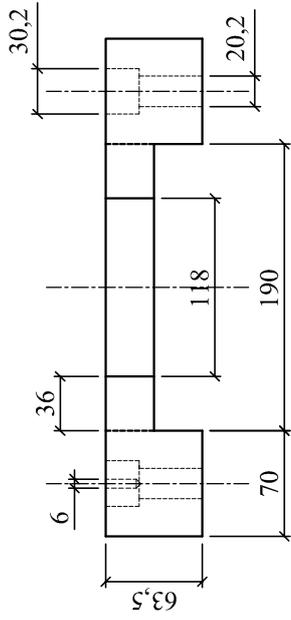
Peça: Base do motor

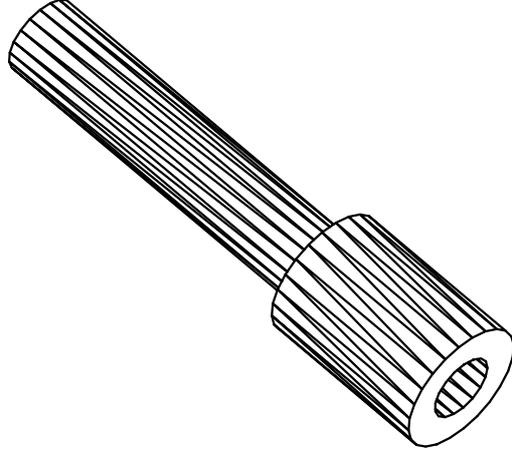
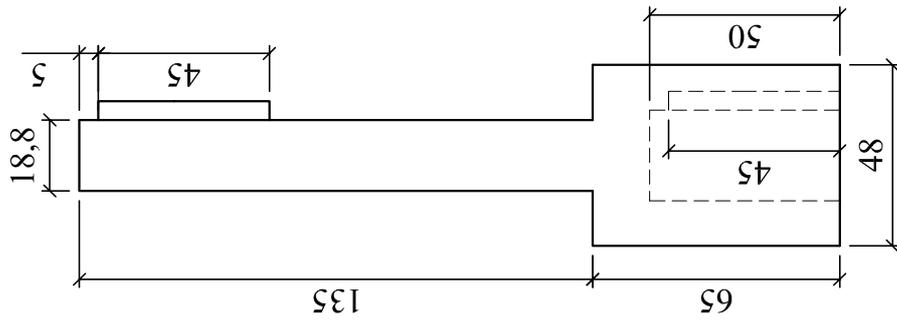
Etapas: Peças complementares

Revisão: Bica

Data: 12/01/2005

Prancha: 4.01





Observações:

Material : aço 1020;

Nº de peças: 01 (uma);

Medidas em mm.

Instituição: UFRGS

Departamento: PPGEC - LAGEO / LAPAV

Projeto: Rodrigo Malysz, Adriano V. D. Bica

Execução: DELMAQ

Peça: Prolongamento do eixo do macaco

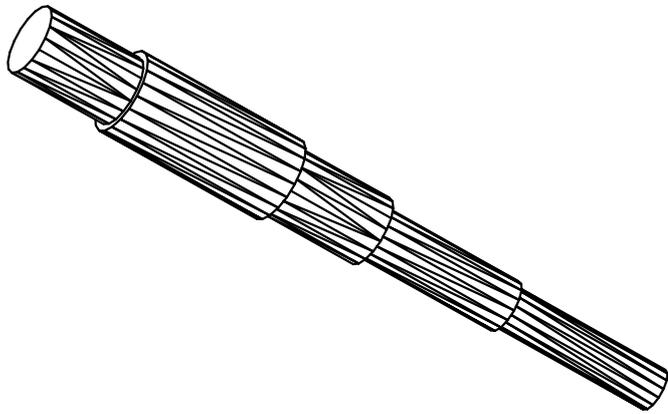
Etapa: Peças complementares

Revisão: Bica

Data: 08/04/2005

Escala: 1/2

Prancha: 4.02



Observações:

Material : aço 1020;

Nº de peças: 01 (uma);

Medidas em mm.

Instituição: UFRGS

Departamento: PPGEC - LAGEO / LAPAV

Projeto: Rodrigo Malysz, Adriano V. D. Bica

Execução: DELMAQ

Peça: Eixo intermediário do sistema de polias

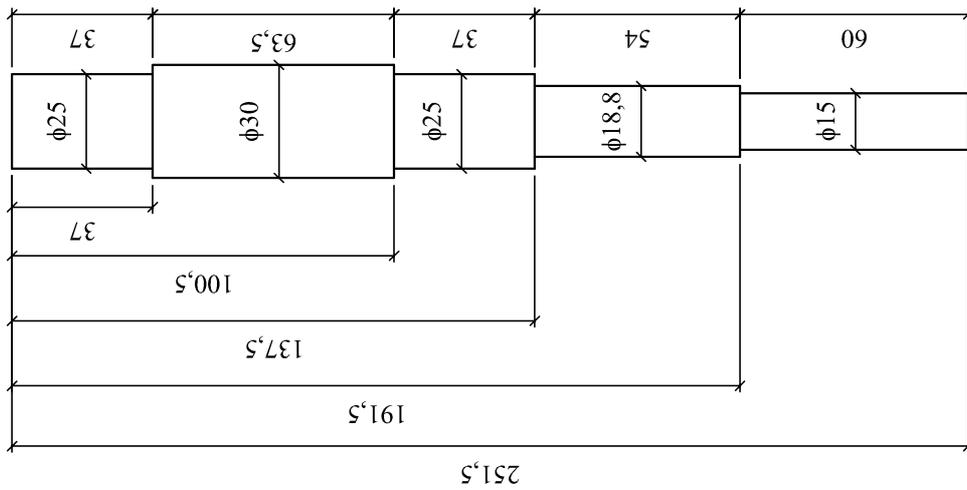
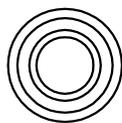
Etapa: Peças complementares

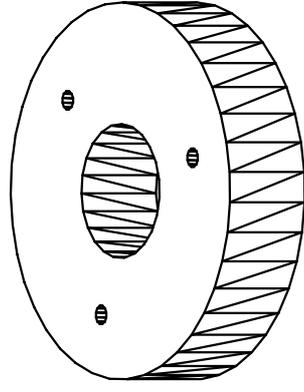
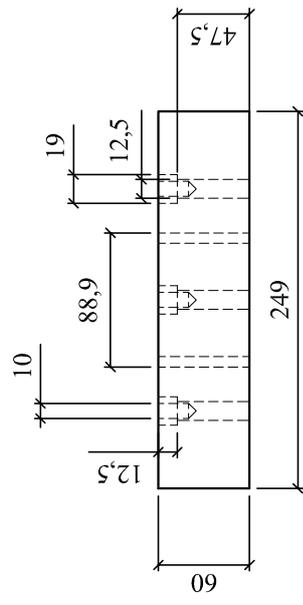
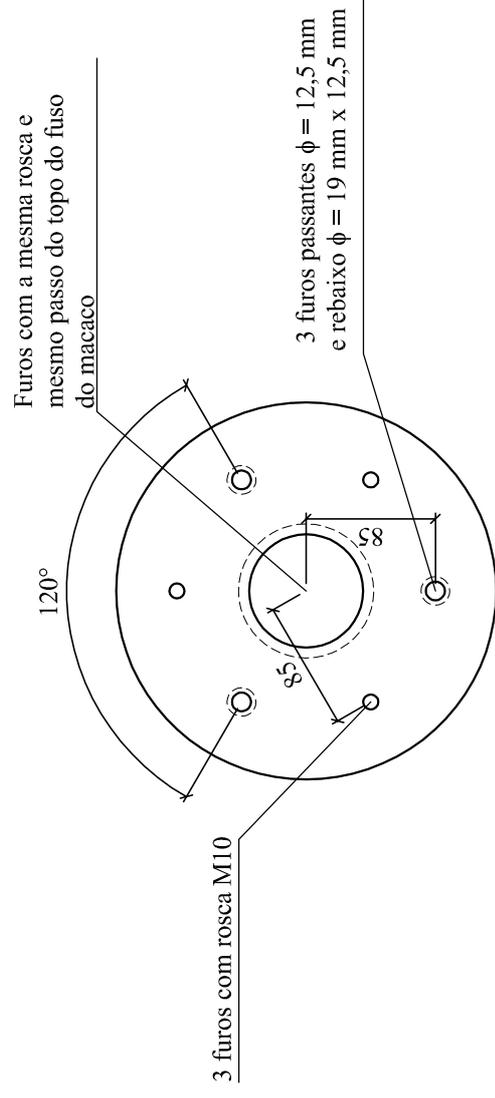
Revisão: Bica

Data: 19/04/2005

Escala: 1/2,5

Prancha: 4.03





Observações:

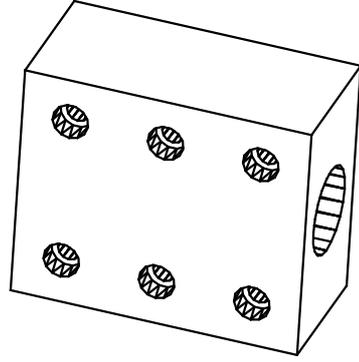
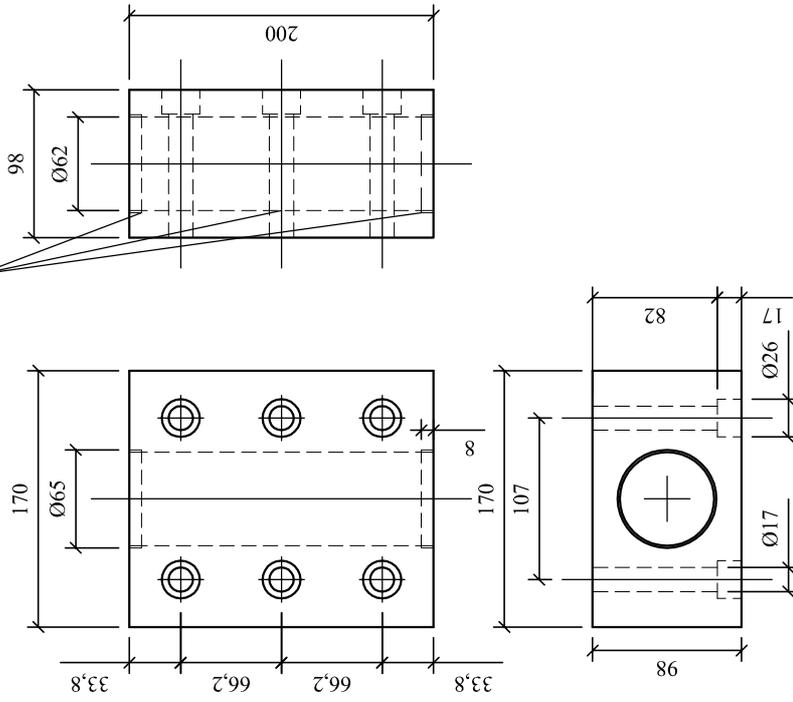
Material : aço 1020;

N° de peças: 01 (uma);

Medidas em mm.

Instituição:	UFRGS	Departamento:	PPGEC - LAGEO / LAPAV
Projeto:	Rodrigo Malysz, Adriano V. D. Bica		Execução: DELMAQ
Peça:	Prato da Prensa	Etapas:	Peças complementares
Revisão:	Bica	Data:	25/08/2005
		Escala:	1/5
			Prancha: 4,04

Tolerância: ajuste forçado leve  
(para retentores e rolamentos lineares)

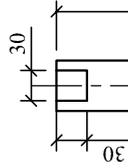


Observações:

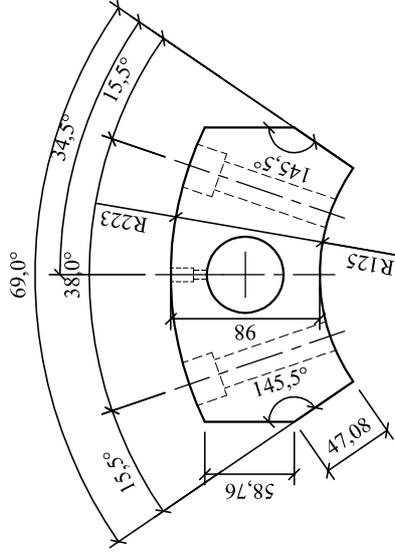
Material: alumínio 5020;  
Nº de peças: 02 (duas);  
Medidas em mm.

Instituição: <b>UFRGS</b>	Departamento: <b>PPGEC - LAGEO / LAPAV</b>
Projeto: <b>Rodrigo Malysz, Adriano V. D. Bica</b>	Execução: <b>DELMAQ</b>
Peça: <b>Guia do Prato da Prensa</b>	Etapa: <b>Peças complementares</b>
Revisão: <b>Bica</b>	Data: <b>25/08/2005</b>
	Escala: <b>1/5</b>
	Prancha: <b>4.05</b>

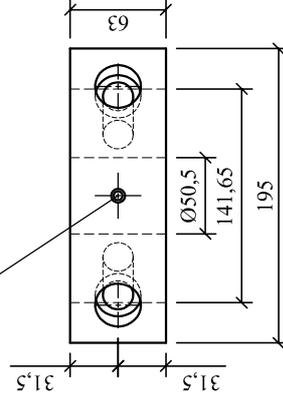
EIXO  
escala 1/7,5



ENGASTE  
escala 1/5



Furo com rosca M10 com  
rebaixo de Ø 16 x 15 mm



Observações:

Material : aço 1020;

Nº de peças: 02 (duas) de cada;

Medidas em mm.

Instituição: UFRGS

Departamento: PPGEC - LAGEO / LAPAV

Projeto:

Rodrigo Malysz, Adriano V. D. Bica

Execução:

DELMAQ

Peça: Engaste e eixos da guia  
dos pratos da prensa

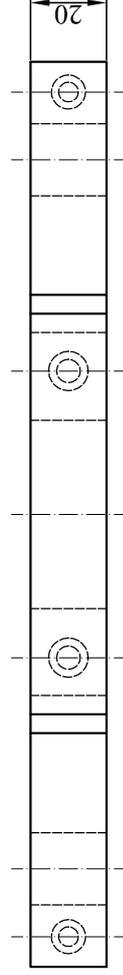
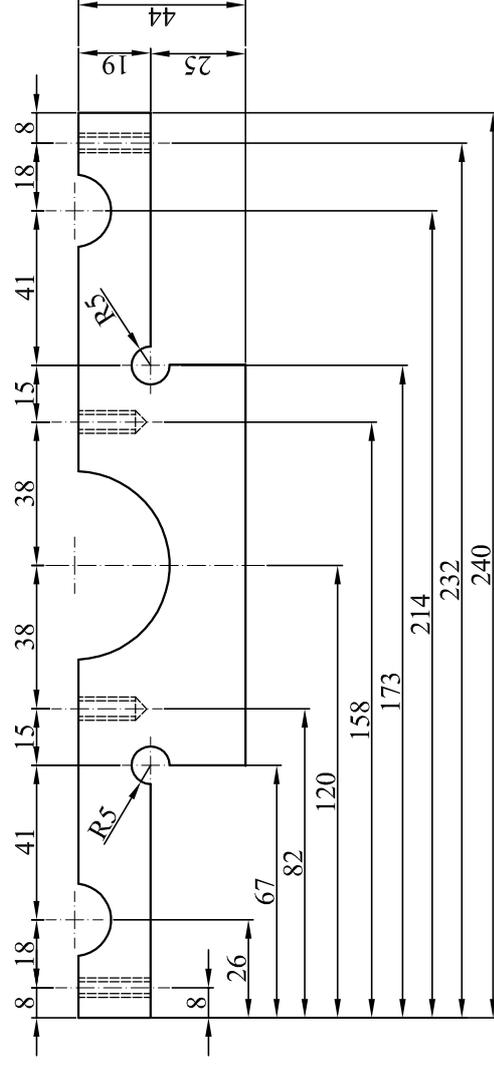
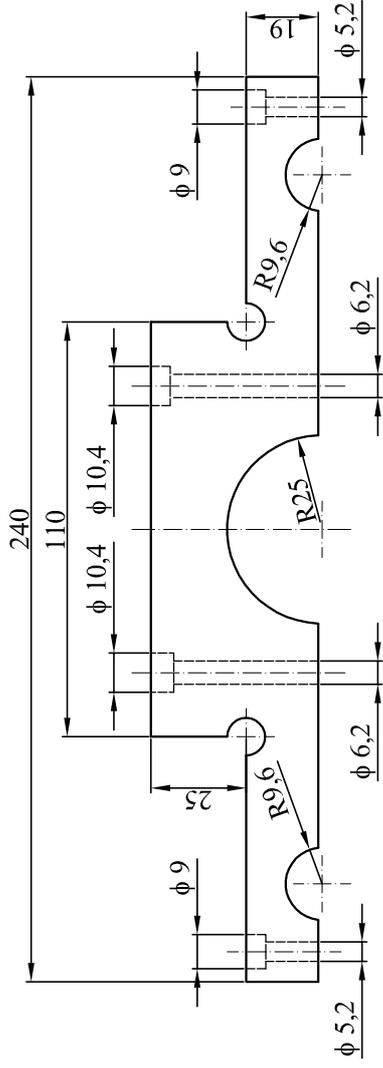
Etapa: Peças complementares

Revisão:  
Bica

Data: 07/06/2006

Escala: indicada

Prancha: 4.06



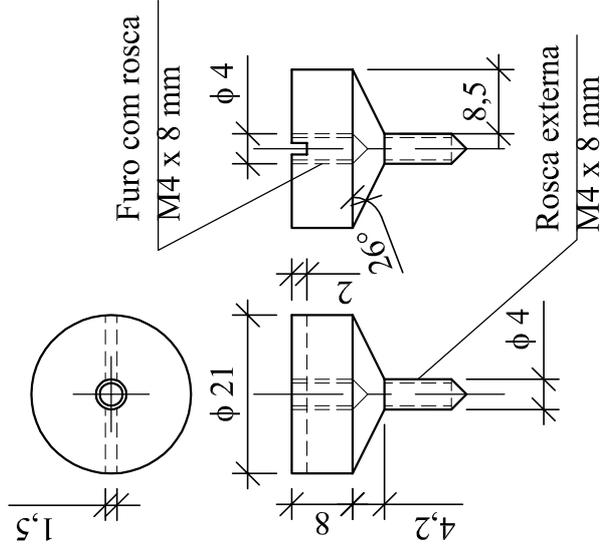
Observações:

Material : alumínio;

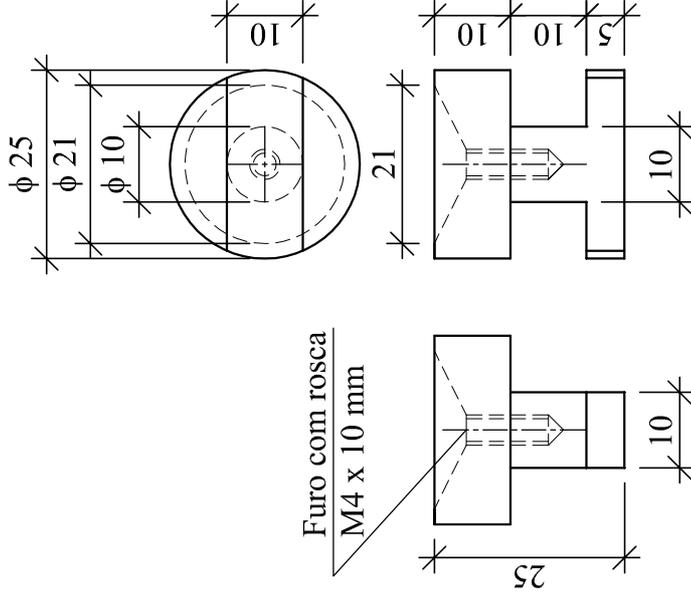
Nº de peças: 01 (uma) - dividida em 2 (duas) partes;  
Medidas em mm.

Instituição: <b>UFRGS</b>	Departamento: <b>PPGEC - LAGEO / LAPAV</b>
Projeto: <b>Rodrigo Malysz, Adriano V. D. Bica</b>	Execução: <b>DELMAQ</b>
Peça: <b>Suporte externo dos LVDTs</b>	Etapa: <b>Peças complementares</b>
Revisão: <b>Bica</b>	Data: <b>10/07/2007</b>
	Escala: <b>1/5</b>
	Prancha: <b>4.07</b>

### Fixador da membrana



### Suporte primário



#### Observações:

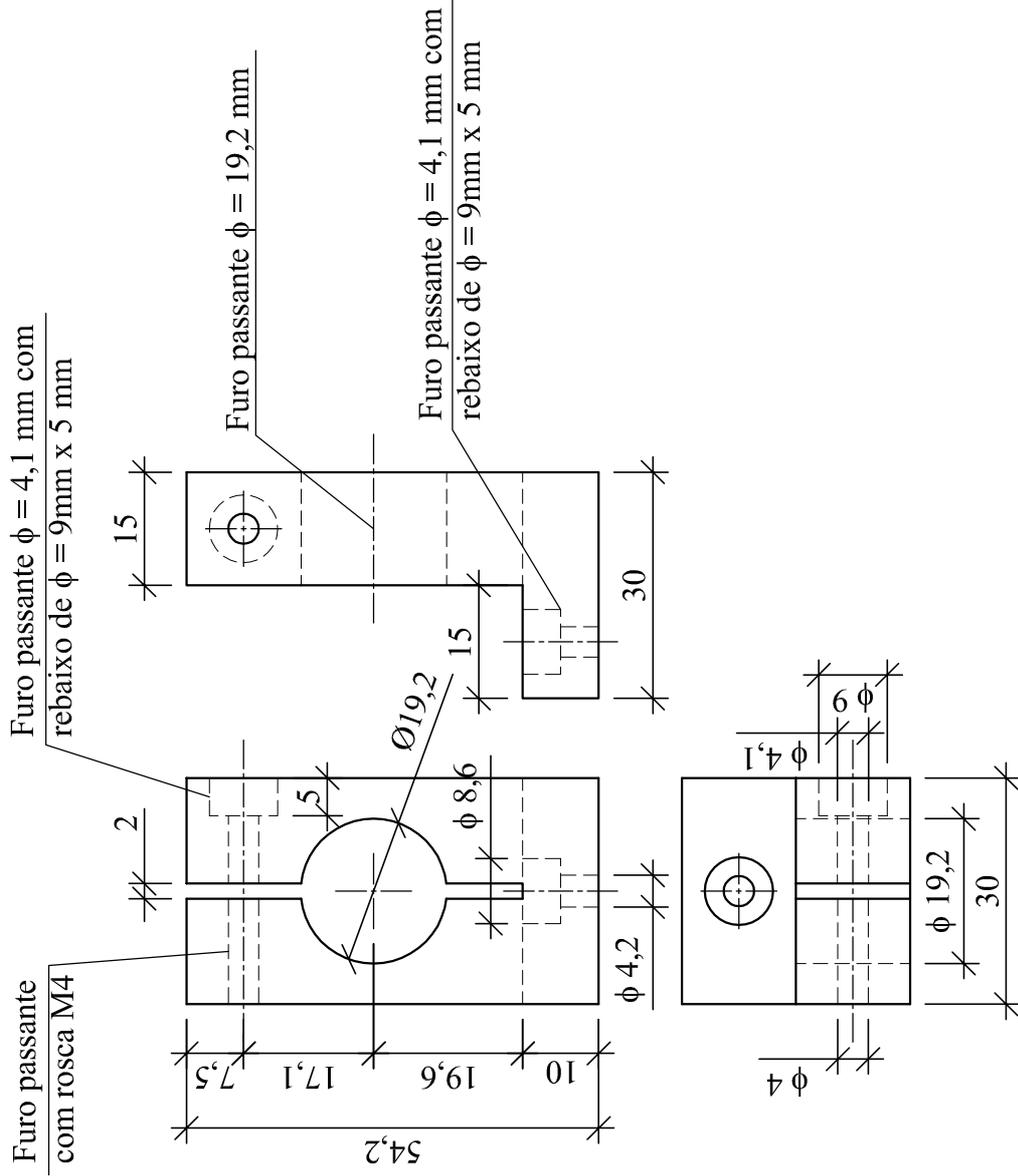
Material : aço 1020;

Nº de peças: 02 peças - 04 (quatro) de cada;

Medidas em mm.

Instituição:	UFRGS	Departamento:	PPGEC - LAGEO / LAPAV
Projeto:	Rodrigo Malysz, Adriano V. D. Bica	Execução:	DELMAQ
Peça:	Supportes internos para LVDTs	Etapa:	Peças complementares
Revisão:	Bica	Data:	08/04/2008
		Escala:	1/1
		Prancha:	4.08

## Suporte para o corpo do LVDT



O suporte para o corpo do LVDT deve ser parafusado no fixador da membrana e posteriormente receber a referida instrumentação.

Observações:

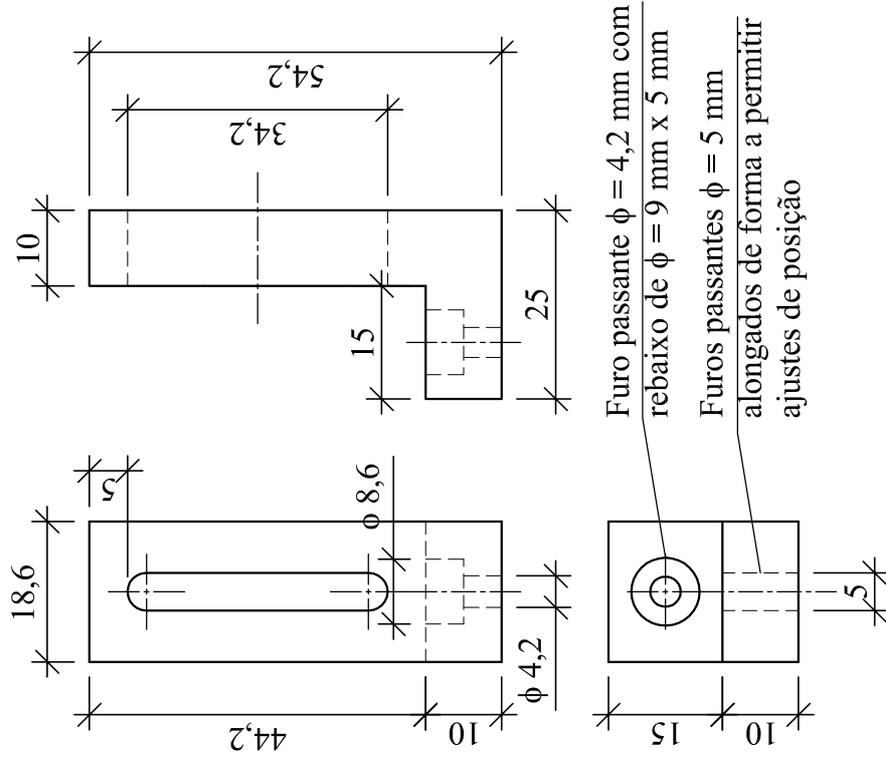
Material : nylon;

Nº de peças: 02 (duas);

Medidas em mm.

Instituição:	UFRGS	Departamento:	PPGEC - LAGEO / LAPAV
Projeto:	Rodrigo Malysz, Adriano V. D. Bica	Execução:	DELMAQ
Peça:	Supportes internos para LVDT's	Etapa:	Peças complementares
Revisão:	Bica	Data:	08/04/2008
		Escala:	1/1
		Prancha:	4.09

## Suporte para a haste do LVDT



O suporte para a haste do LVDT deve ser parafusado no fixador da membrana permitindo pequenos ajustes durante o posicionamento.

### Observações:

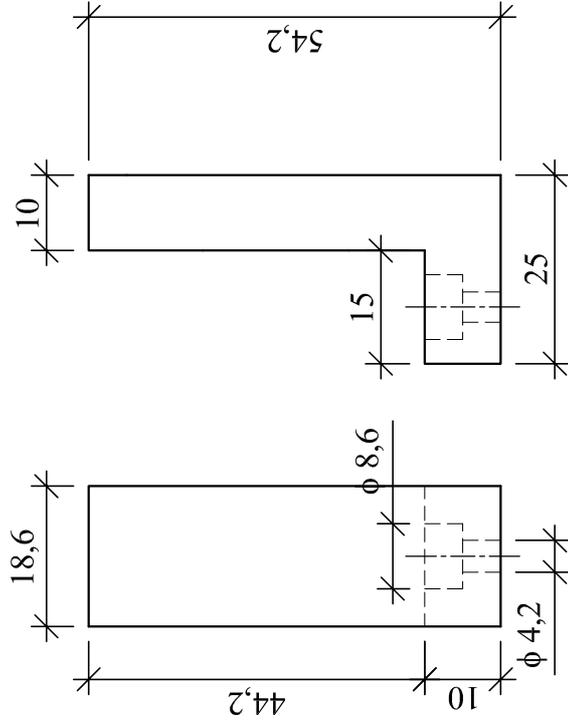
Material : aço 1020;

Nº de peças: 02 (duas);

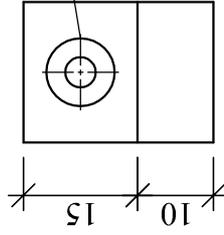
Medidas em mm.

Instituição:	UFRGS	Departamento:	PPGEC - LAGEO / LAPAV
Projeto:	Rodrigo Malysz, Adriano V. D. Bica	Execução:	DELMAQ
Peça:	Suportes internos para LVDTs	Etapa:	Peças complementares
Revisão:	Bica	Data:	08/04/2008
		Escala:	1/1
		Prancha:	4.10

## Suporte para a haste do LVDT



Furo passante  $\phi = 4,2$  mm com rebaixo de  $\phi = 9$  mm x 5 mm



O suporte para a haste do LVDT deve ser parafusado no fixador da membrana permitindo pequenos ajustes durante o posicionamento.

**Observações:**

Material : alumínio;  
Nº de peças: 02 (duas);  
Medidas em mm.

Instituição: UFRGS

Departamento: PPGEC - LAGEO / LAPAV

Projeto: Rodrigo Malysz, Adriano V. D. Bica

Execução: DELMAQ

Peça: Suportes internos para LVDTs

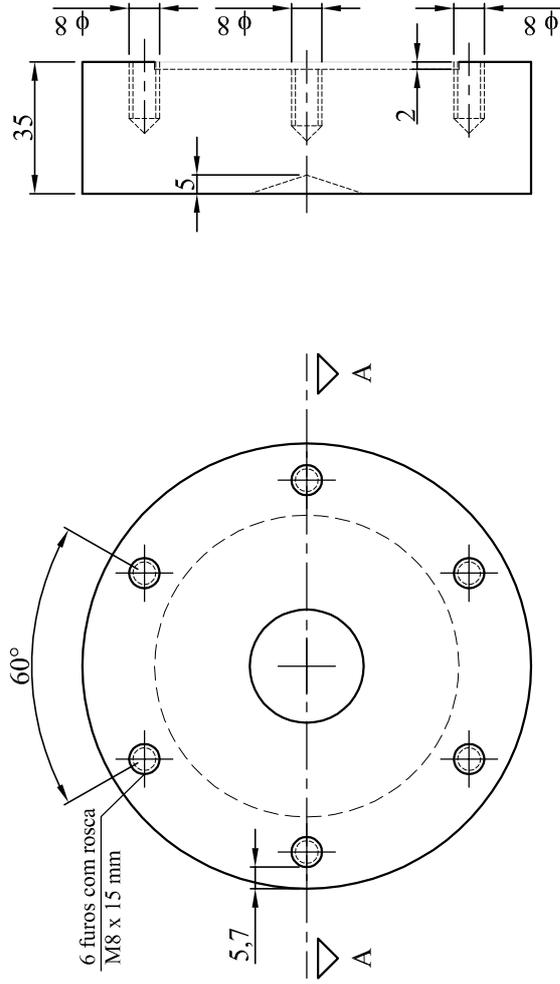
Etapa: Peças complementares

Revisão: Bica

Data: 08/04/2008

Escala: 1/1

Prancha: 4.11



Observações:

Material : aço 1020;

Nº de peças: 01 (uma);

Medidas em mm.

Instituição: UFRGS

Departamento: PPGEC - LAGEO / LAPAV

Projeto: Rodrigo Malysz, Adriano V. D. Bica

Execução: DELMAQ

Peça: Adaptador da CC 3 ton

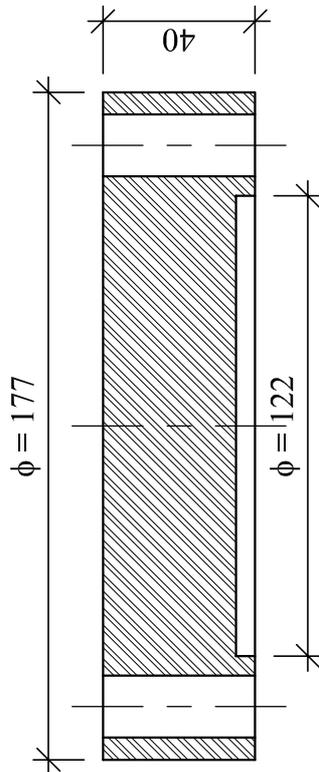
Etapa: Peças complementares

Revisão: Bica

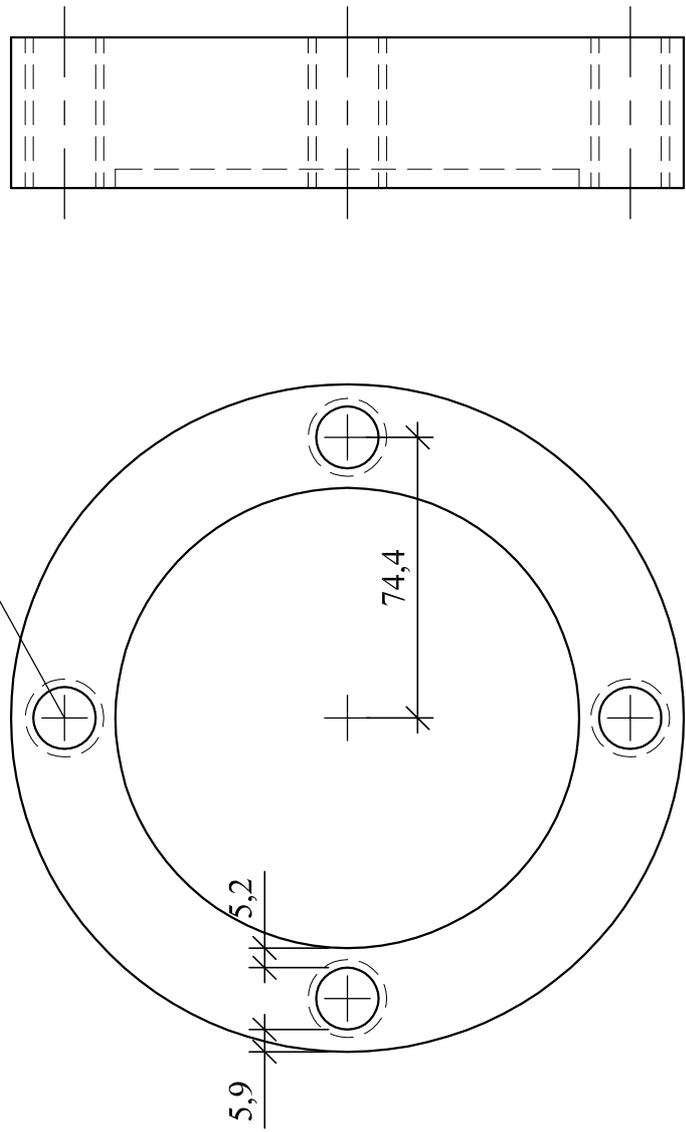
Data: 10/07/2007

Escala: 1/2

Prancha: 4.12



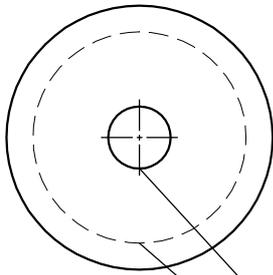
4 furos passantes com rosca M14



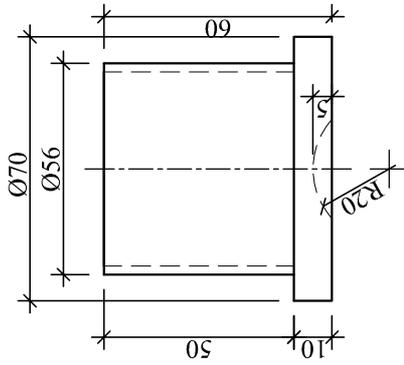
Observações:  
 Material : aço inox;  
 N° de peças: 01 (uma);  
 Medidas em mm.

Instituição:	UFRGS	Departamento:	PPGEC - LAGEO / LAPAV		
Projeto:	Rodrigo Malysz, Adriano V. D. Bica		Execução:	DELMAQ	
Peça:	Adaptador para CC 30 ton		Etapa:	Peças complementares	
Revisão:	Bica	Data:	09/01/2009	Prancha:	4.13
			Escala:	1/2	

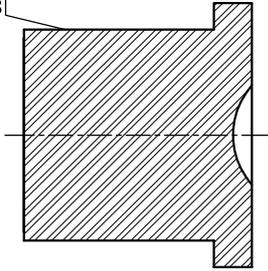
Adaptador da célula de carga para o pistão



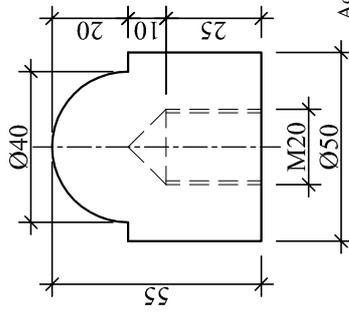
Rosca externa  $\phi = 2''/4$   
Reentrância esférica  
 $\phi = 40 \times 5 \text{ mm}$



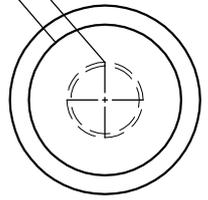
Trecho em rosca  
encaixe na CC. 30 ton.



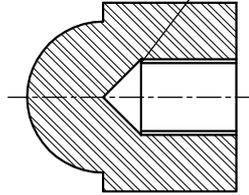
Adaptador para ponta do pistão



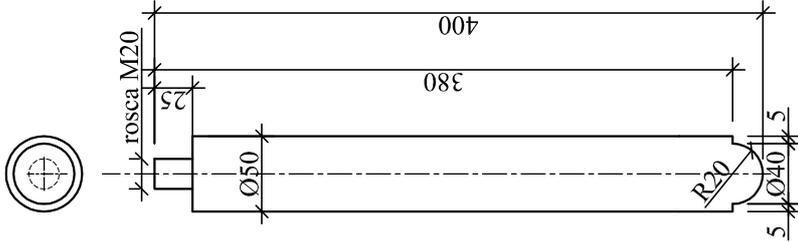
Acabamento esférico  $\phi = 40 \text{ mm}$   
Furo com rosca M20 x 25 mm



Trecho em rosca  
encaixe no pistão



Pistão



escala 1/5

Observações:

Material : aço inox;

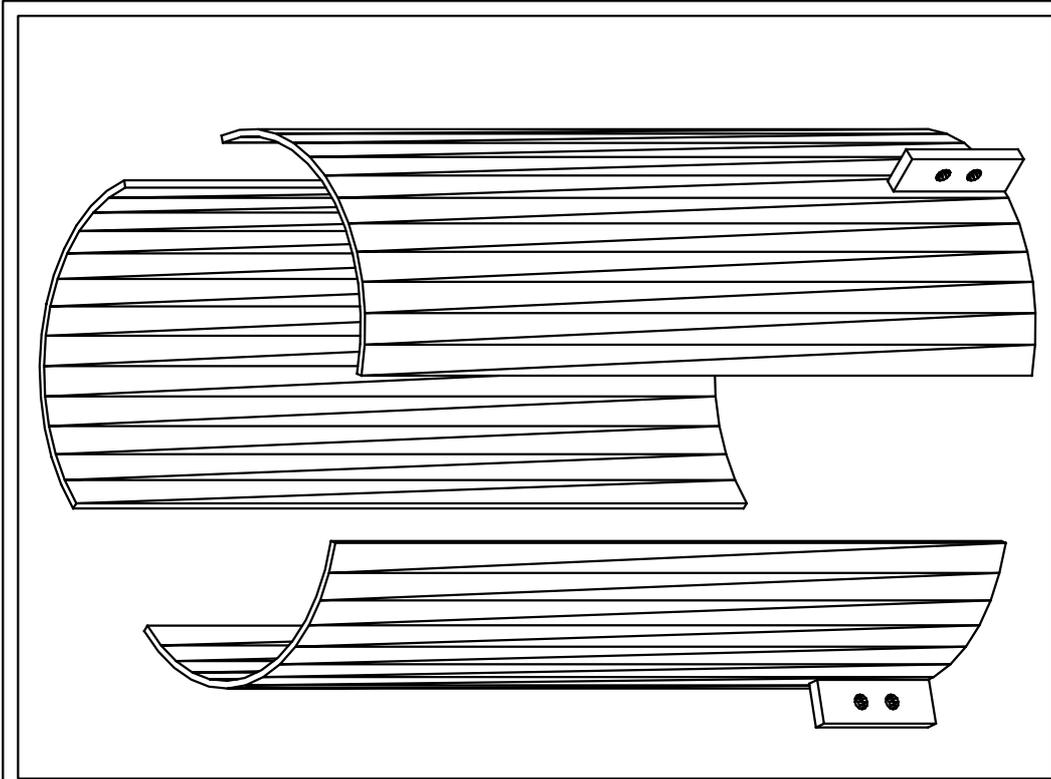
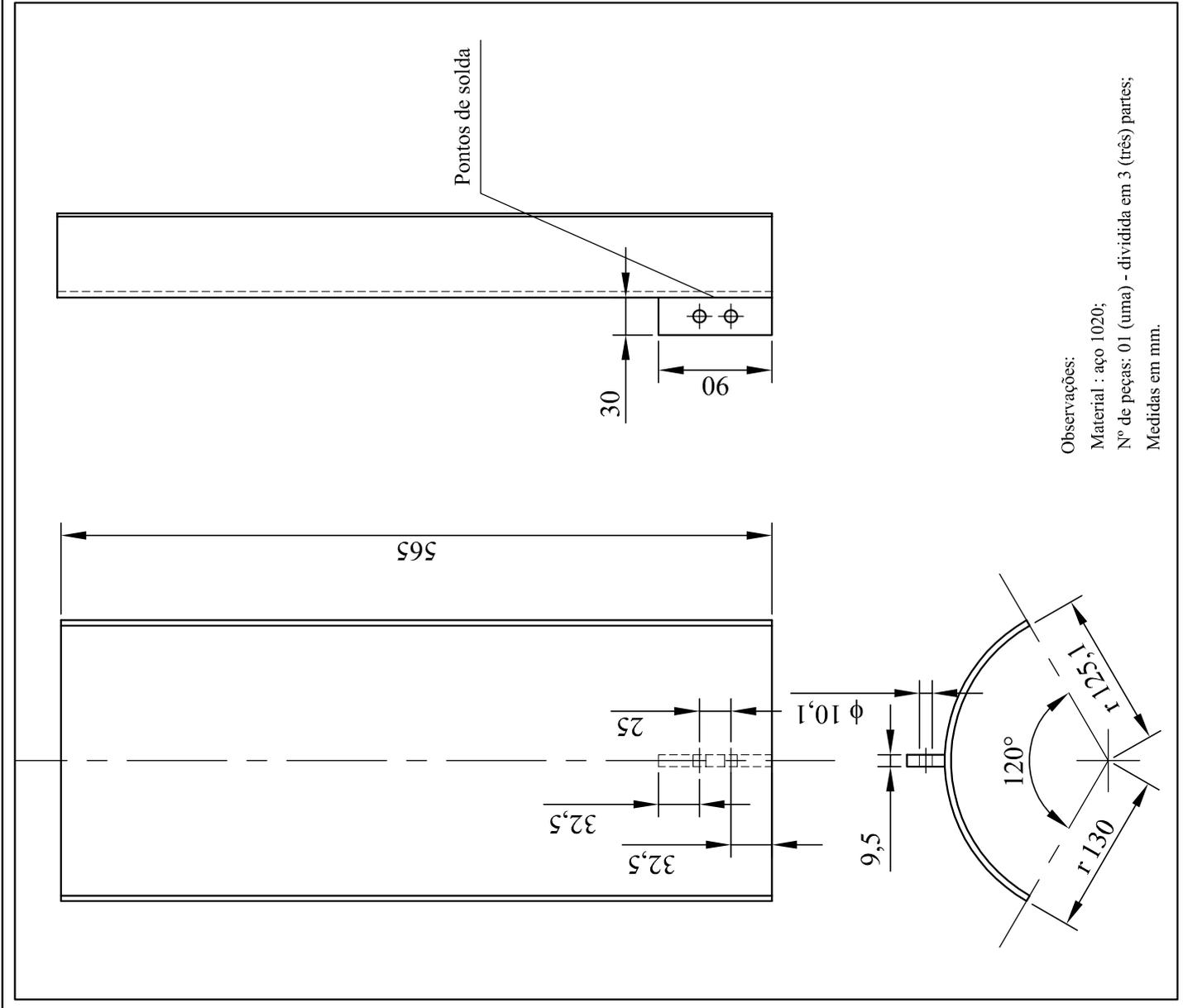
Nº de peças: 03 (três) peças - 1 (uma) de cada;

Medidas em mm.

Instituição:	UFRGS	Departamento:	PPGEC - LAGEO / LAPAV
Projeto:	Rodrigo Malysz, Adriano V. D. Bica	Execução:	DELMAQ
Peça:	Pistão grande e adaptadores	Etapa:	Peças complementares
Revisão:	Bica	Data:	16/01/2008
		Escala:	indicada
		Prancha:	4.14

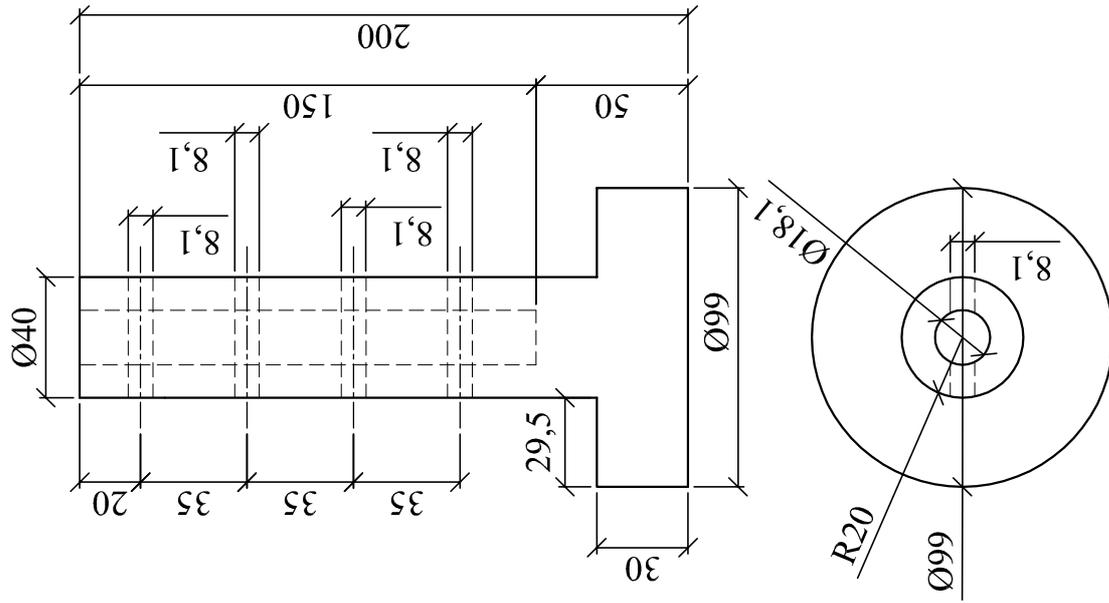
escala 1/2





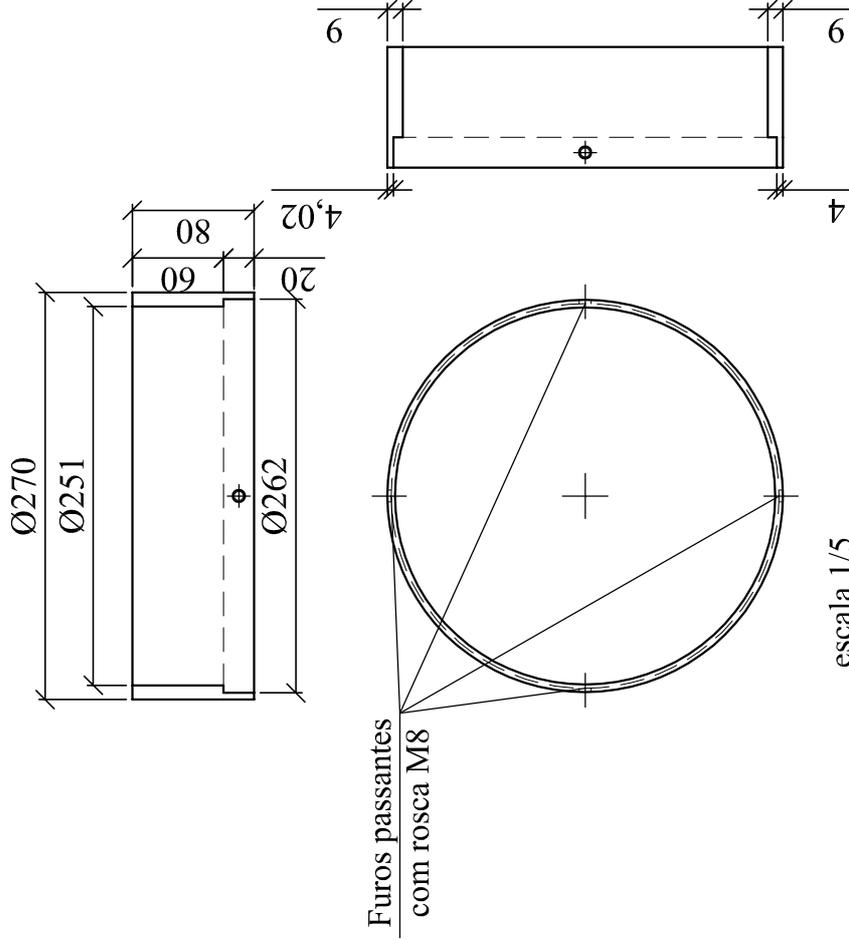
Instituição: UFRGS	Departamento: PPGEC - LAGEO / LAPAV
Projeto: Rodrigo Malysz, Adriano V. D. Bica	Execução: DELMAQ
Peça: Paredes	Etapa: Molde
Revisão: Bica	Data: 31/03/2008
	Prancha: 5.01
	Escala: 1/5

### SAPATA DE COMPACTAÇÃO



escala 1/2,5

### CILINDRO COMPLEMENTAR



Furos passantes  
com rosca M8

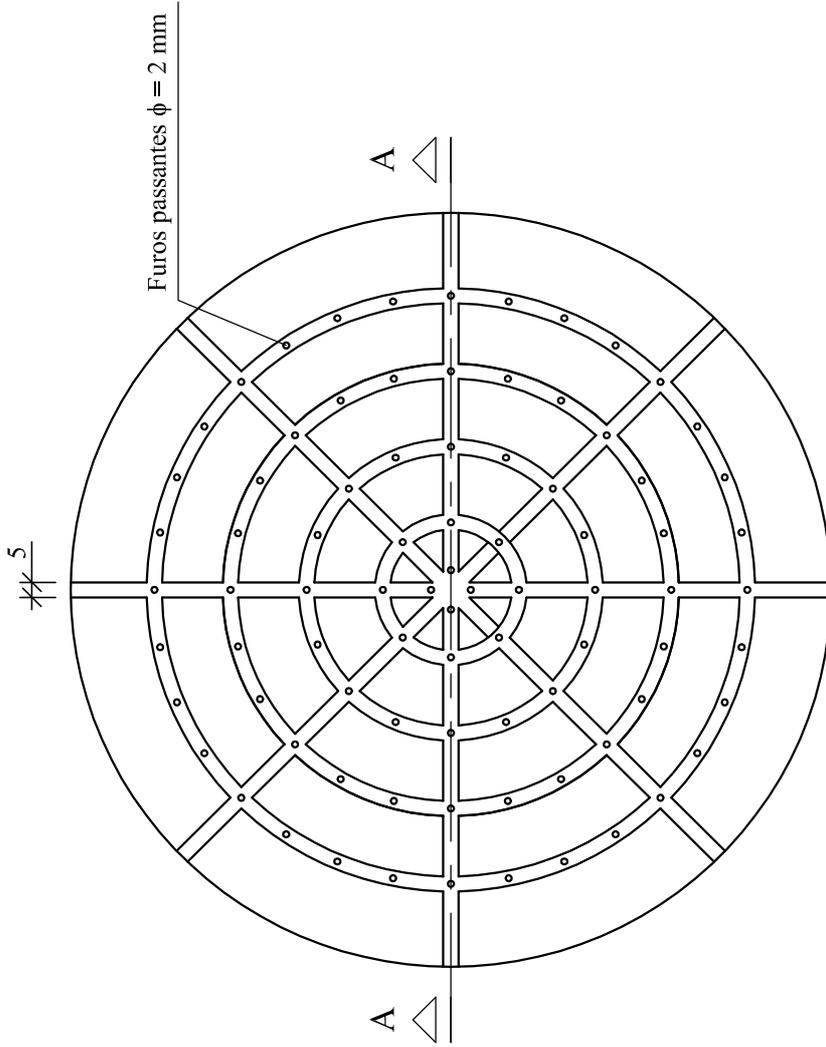
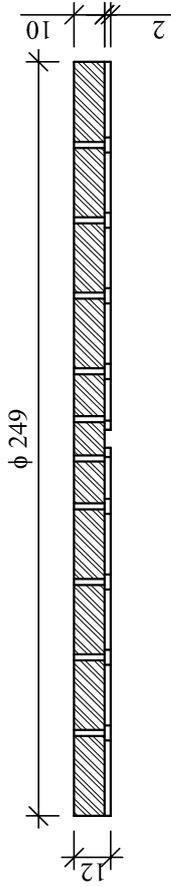
escala 1/5

#### Observações:

Material : aço 1020 no cilindro e aço inox na sapata;  
Nº de peças: 2 peças - 1 (uma) de cada;  
Medidas em mm.

Instituição:	UFRGS	Departamento:	PPGEC - LAGEO / LAPAV		
Projeto:	Rodrigo Malysz, Adriano V. D. Bica		Execução:	DELMAQ	
Peça:	Cilindro complementar e sapata de compactação		Etapas:	Molde	
Revisão:	Bica	Data:	02/04/2008	Escala:	indicada
				Prancha:	5.02

### Corte AA



Furos passantes  $\phi = 2 \text{ mm}$

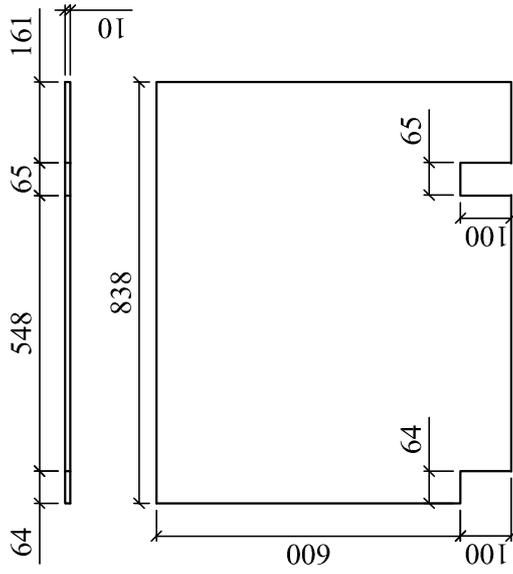
Material : aço 1020;  
 N° de peças: 02 (duas);  
 Medidas em mm.

Instituição:	UFRGS	Departamento:	PPGEC - LAGEO / LAPAV
Projeto:	Rodrigo Malysz, Adriano V. D. Bica	Execução:	DELMAQ
Peça:	Discos perfurados	Etapa:	Moide
Revisão:	Bica	Data:	07/04/2008
		Escala:	1/2,5
		Prancha:	5.03

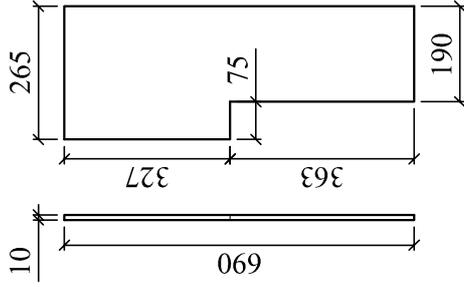
Obs 1: Os furos de  $\phi = 2 \text{ mm}$  para a drenagem possuem espaçamentos diferentes em cada circunferência. Sendo na primeira 4 furos na segunda 8 e sucessivamente 16, 24 e 32 furos.

Obs 2: Os sulcos para a canalização da drenagem possuem largura de 5 mm e profundidade de 2 mm, partindo radialmente do centro da peça em 8 braços.

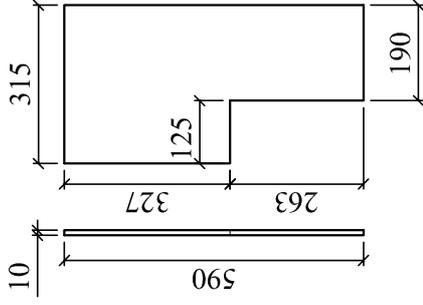
PAINEL FRONTAL



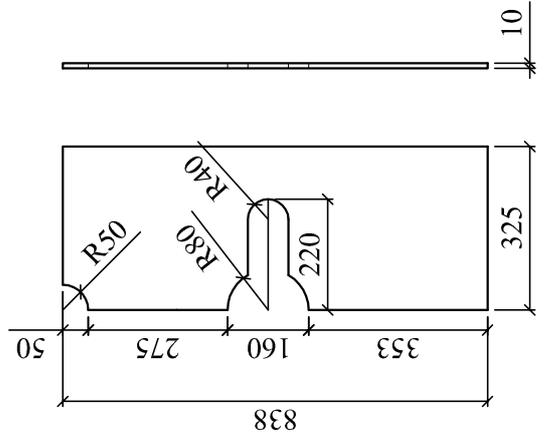
PAINEL LATERAL DIREITO



PAINEL LATERAL ESQUERDO



PAINEL SUPERIOR



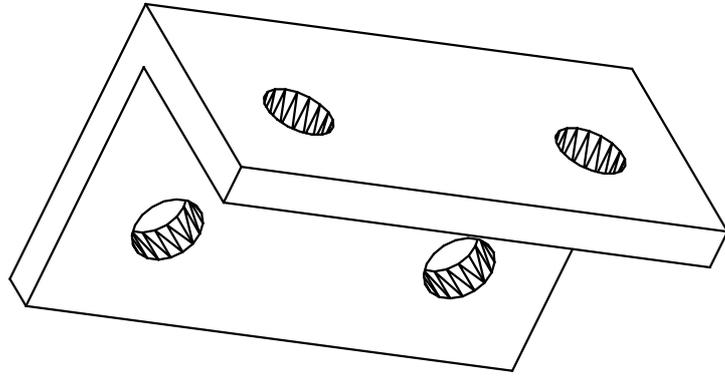
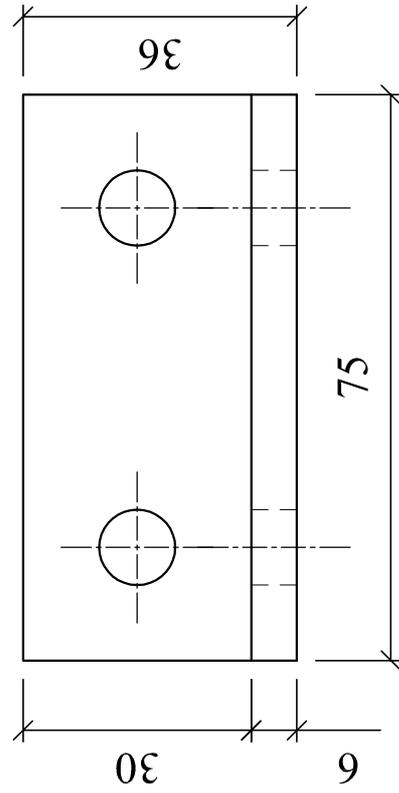
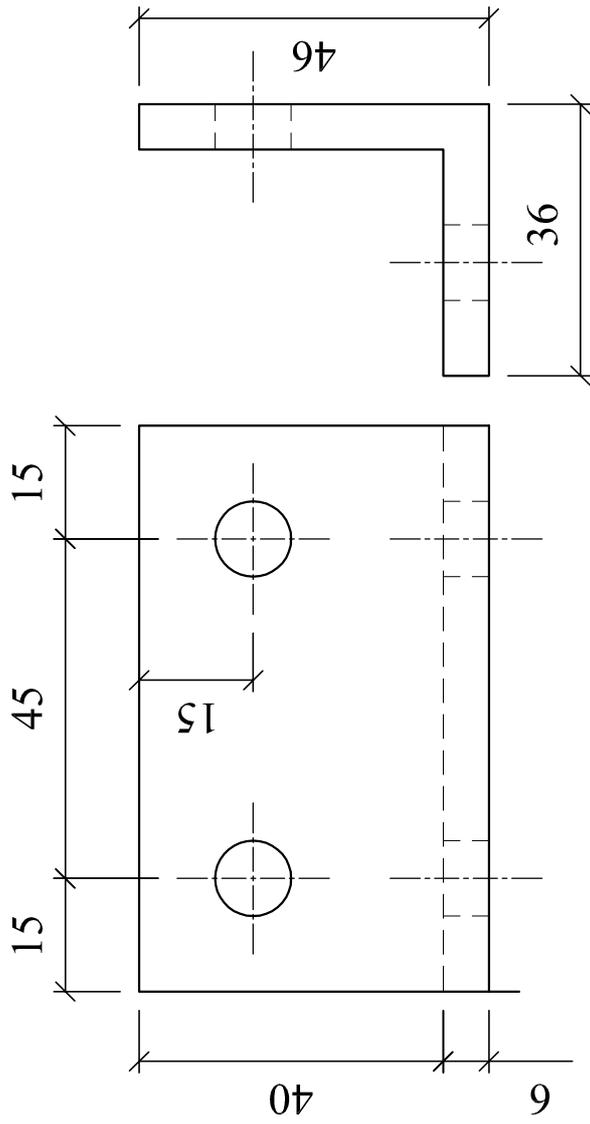
Observações:

Material : acrílico;

Nº de peças: 04 (quatro) - 1 (uma) de cada;

Medidas em mm.

Instituição:	UFRGS	Departamento:	PPGEC - LAGEO / LAPAV		
Projeto:	Rodrigo Malysz, Adriano V. D. Bica		Execução:	DELMAQ	
Peça:	Painéis frontal, laterais e superior		Etapa:	Proteção das polias	
Revisão:	Bica	Data:	18/04/2008	Escala:	1/15
				Prancha:	6.01



Observações:  
Material : acrílico;  
Medidas em mm.

Instituição:	UFRGS	Departamento:	PPGEC - LAGEO / LAPAV
Projeto:	Rodrigo Malysz, Adriano V. D. Bica	Execução:	DELMAQ
Peça:	Cantoneiras	Etapa:	Proteção das polias
Revisão:	Bica	Data:	19/05/2006
		Escala:	1/1
		Prancha:	6.02